



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	Examineur
BENCHIHEB Nedjoua	M.C.B	Examineur
HACHEMI Abdelkader	M.C.A	Promoteur

Session Juin 2023

REMERCIEMENTS

*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 fruit de votre soutien infailible.

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 البلدية 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. 1ère 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. 2ème 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. EMBLACEMENT 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 APORTE 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 ENGIN 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 β_{max}	29
Tableau II.12: Débit maximum horaire.....	29
Tableau II.13: Variation du coefficient B_{min}	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 bache 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 consommation.....	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 : arrêt de la consommation.....	85
Figure V.8: Raccordement sur bache.....	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 bache 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, représentant plus de 50% de sa composition géologique, ces terres sont les plus favorables pour les exploitations agricoles. Le site a été choisi pour implanter la nouvelle ville de 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 :

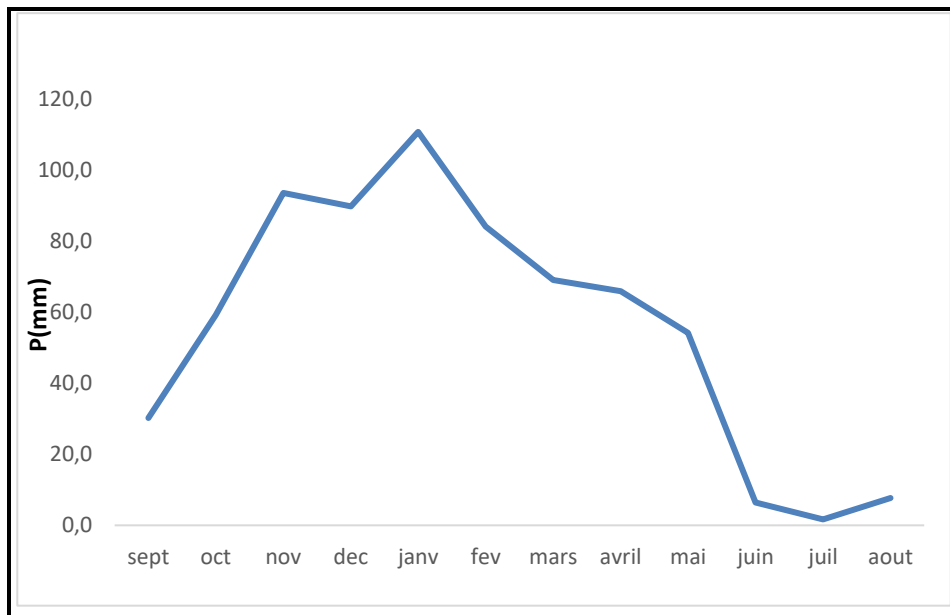


Figure I.3: Variation des Précipitations moyennes mensuelles de la période 1990-2018

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'infiltré 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, HAUCHE OULED KHADEM à l'Est et HAUCHE 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 logements, 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 1 , 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 :

$$Q_{moy.j} = \frac{qi \cdot Ni}{1000} \quad (m^3/j) \dots\dots\dots (II.1)$$

Avec :

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

N_i : nombre de consommateurs dans chaque catégorie.

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

II.6. EVALUATION DES BESOINS EN EAU :

II.6.1. Besoins en eau pour l'horizon 2053 :

La détermination de nombre d'habitant comme montré

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

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 suivant 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
Salle 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 :

Après 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 :

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

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

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 0,7 à 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%.

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

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

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. 1ère méthode :

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

II.11.1.1. Débit moyen horaire :

Le débit moyen horaire est donné par la formule suivante :

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

Avec :

Q_{moyh} : débit moyen horaire (m³/j)

Q_{maxj} : débit maximum journalier (m³/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 :

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

Avec :

Q_{maxh} : débit maximum horaire (m³/h)

Q_{moyh} : débit moyen horaire (m³/h)

K_{maxh} : coefficient maximum horaire

Le coefficient maximum horaire est calculé par la formule suivante :

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

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

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

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

Tableau II.11: Variation du coefficient β_{max}

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

Source : (Salah, 2014)

Donc :

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

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

Le tableau suivant donnée les débits maximum horaire :

Tableau II.12: Débit maximum horaire

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

II.11.1.3. Débit minimum horaire :

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

Le débit minimum horaire est donné par la formule suivante :

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

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 :

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

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

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

β_{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 :

$$B_{min} = 0.51$$

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

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

Le tableau suivant représenté le débit de minimum horaire :

Tableau II.14: Débit minimum horaire

Localité	Coefficient β_{min}	α_{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. 2ème 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 10 000 et 50 000 hab**).

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 : $Q_{maxh}=285.4464 \text{ m}^3/\text{h}=79.2907 \text{ l/s}$

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

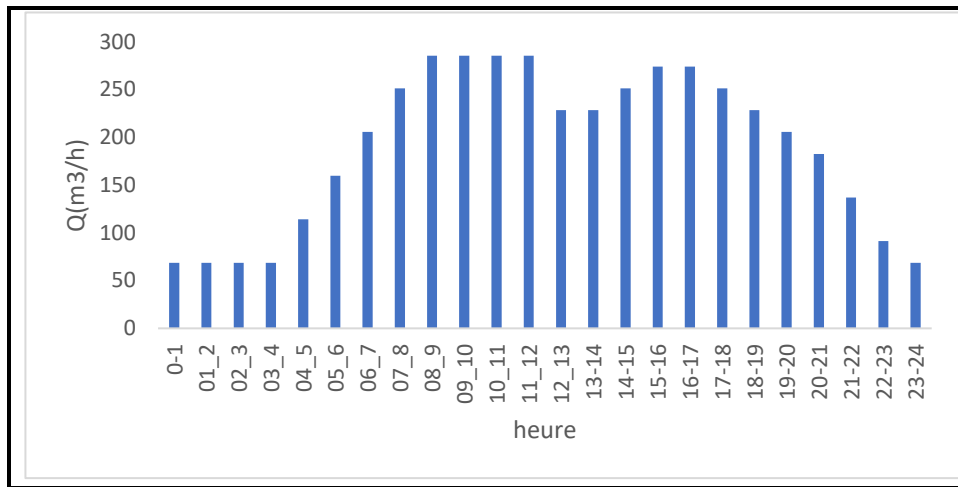


Figure II.2: Graphique de consommation

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

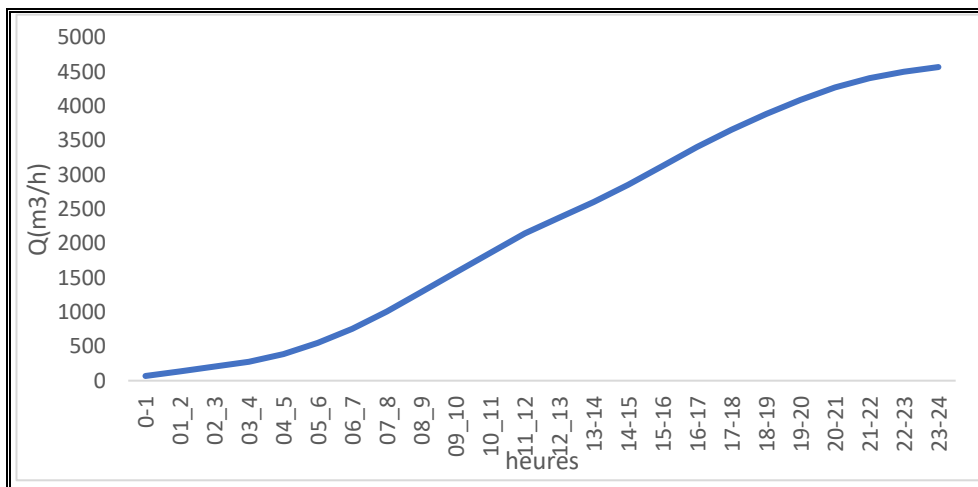


Figure II.3: Courbe intégrale

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 réparties pour avoir une bonne distribution d'eau.
- Pour alimenter l'intérieur des quartiers, ces conduites principales sont reliées entre elle par des conduites secondaires pour former des boucles (mailles).

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 :

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

$\sum L$: somme des longueurs des tronçons du réseau (m), avec $\sum L = 6094.659$ 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 :

$$Q_r = Q_{max,h} - \sum Q_{cons} (III.2)$$

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

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

Pour le cas d'heure creuse :

$$Q_r = Q_{min,h} - \sum Q_{conc} (III.3)$$

Avec $Q_{min,h} = 13.4794$ l/s;

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

III.7.2. Débit en route :

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

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

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 :

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

Avec : $Q_{n,i}$: débit au nœud i

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

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 :

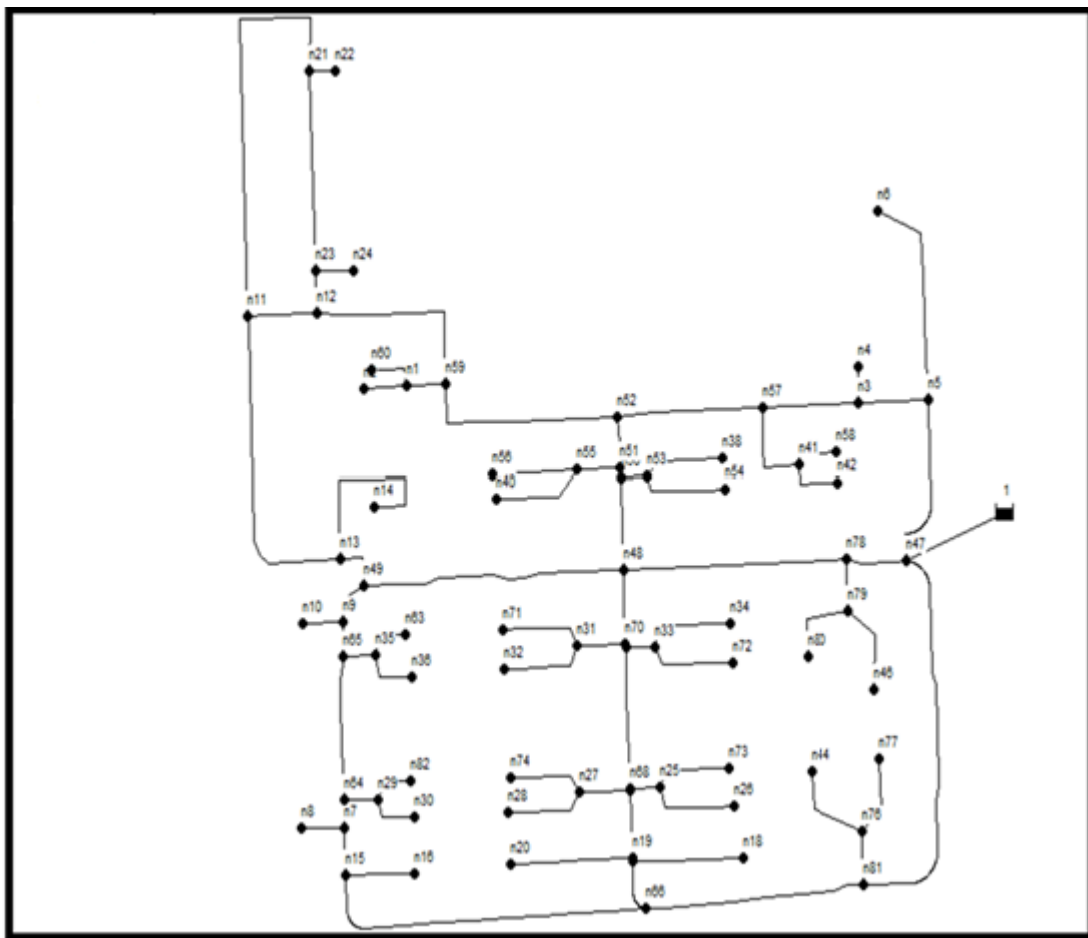


Figure III.1: Réseau de distribution

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	ID Arc	Longueur m	qs l/s/ml	Qr l/s	Qn 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	3.4447127
	Tronçon p73	297,7	0,01342	3,99	
	Tronçon 1	36	0,01342	0,48	
	Tronçon p24	127,6	0,01342	1,71	
n48	Tronçon p25	227,3	0,01342	3,05	3,63
	Tronçon p55	53,41	0,01342	0,71	
	Tronçon p69	195,2	0,01342	2,61	
	Tronçon p29	65,37	0,01342	0,87	
n49	Tronçon p25	65,37	0,01342	0,87	1,11
	Tronçon p45	61,19	0,01342	0,82	
	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

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

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

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	ID Arc	Longueur m	qs l/s/ml	Qr l/s	Qn 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)

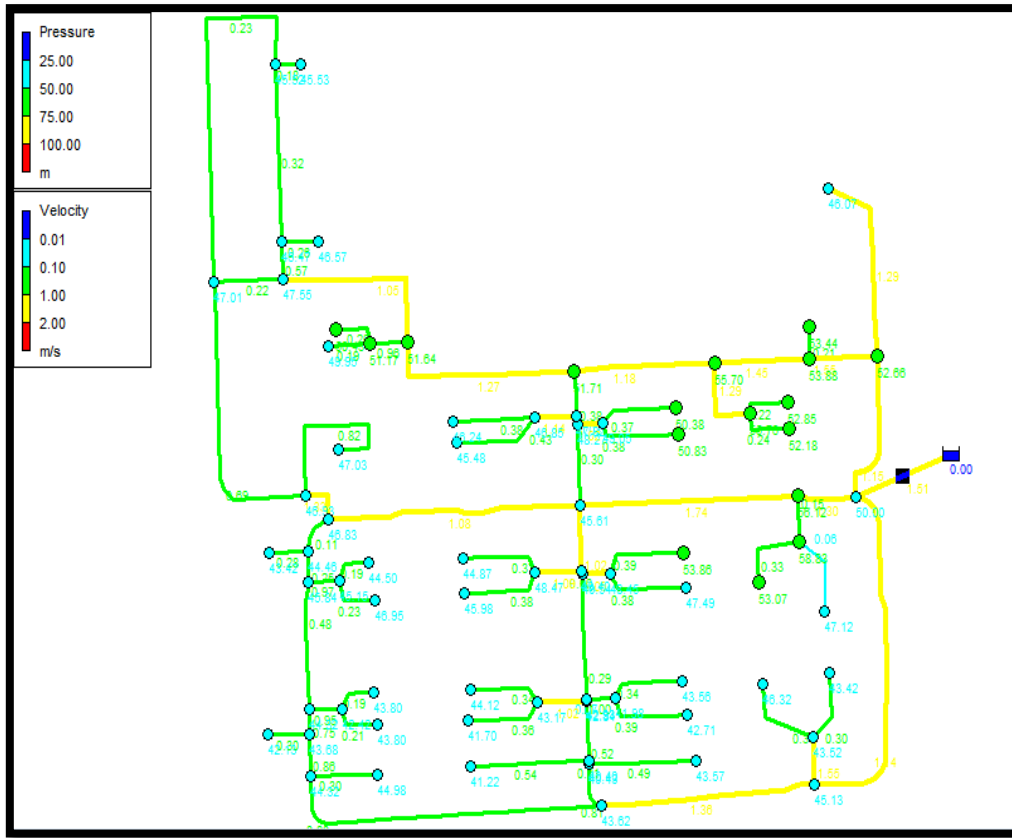


Figure III.2: Simulation sur EPANET pour le cas de pointe

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) :

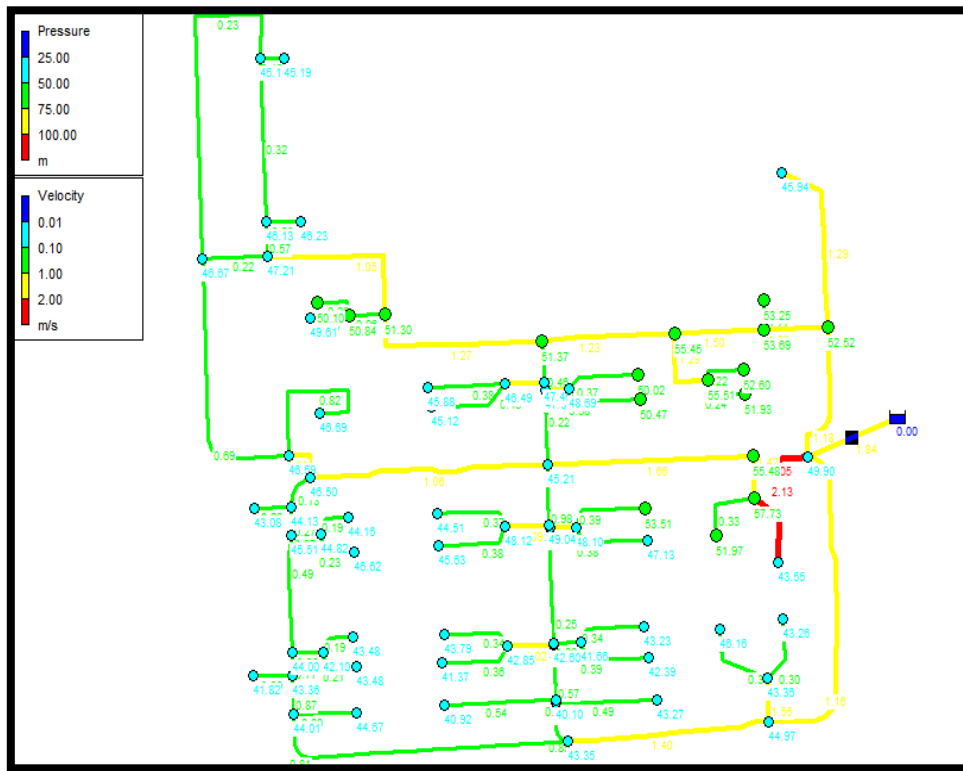


Figure III.3: Simulation sur EPANET pour le cas de pointe + incendie

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)

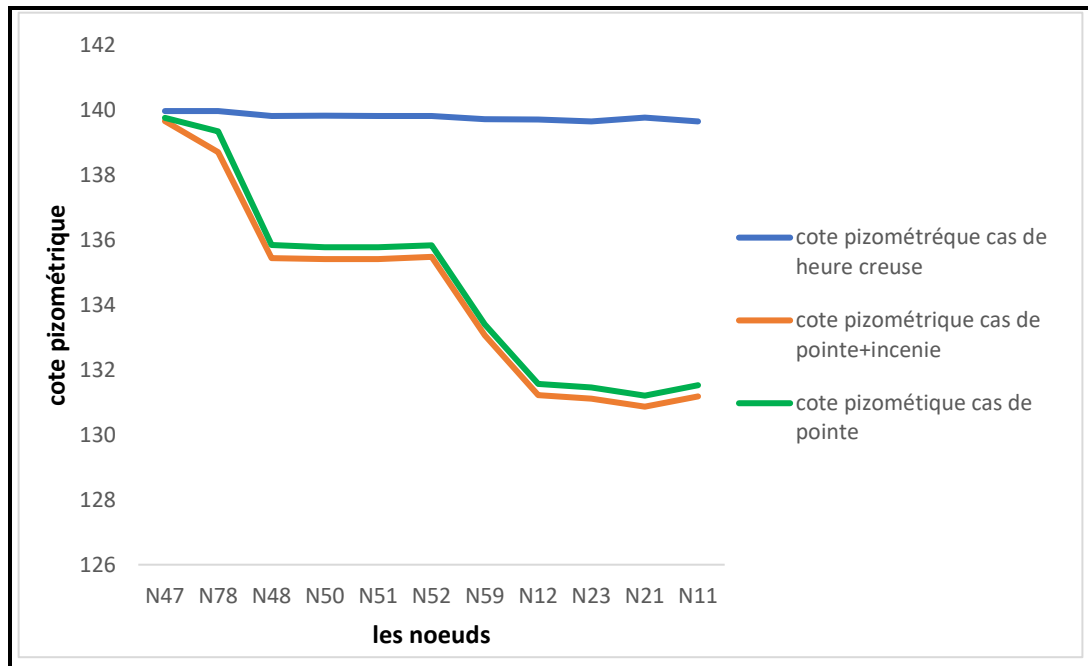


Figure III.4: Cote piézométrique en fonction de distance

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 suppresser.
- 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 :

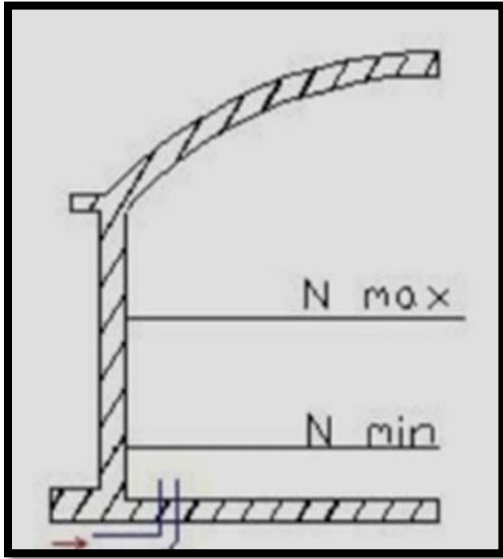
- Les facteurs économiques,
- La sécurité d'approvisionnement et la facilité d'exploitation,
- Les possibilités d'adaptation au réseau,
- Les possibilités d'inscription harmonieuse dans le site.

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

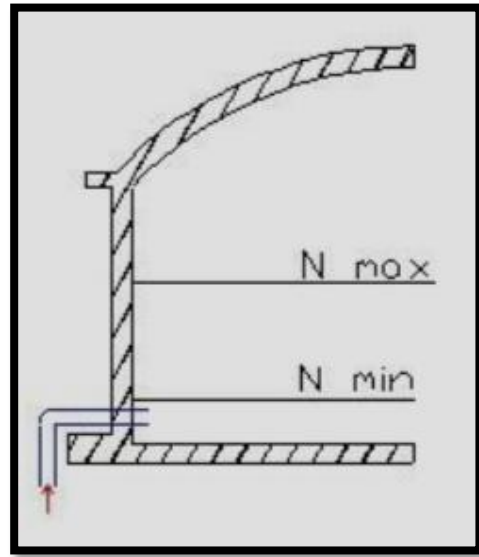
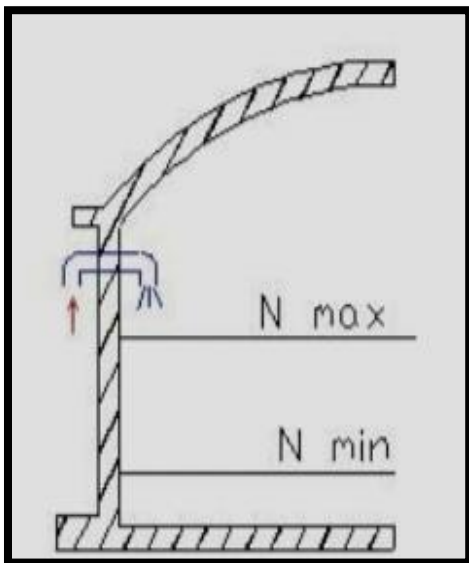


Figure IV.2: Arrivée par le bas



Figures IV.3: Arrivée par chute libre

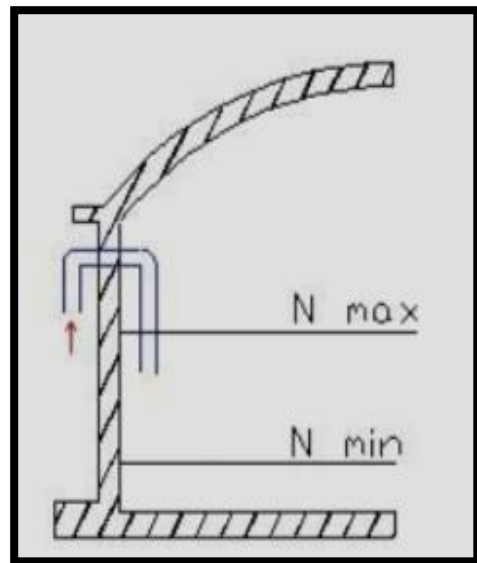


Figure IV.4: Arrivée par sur verse

- 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

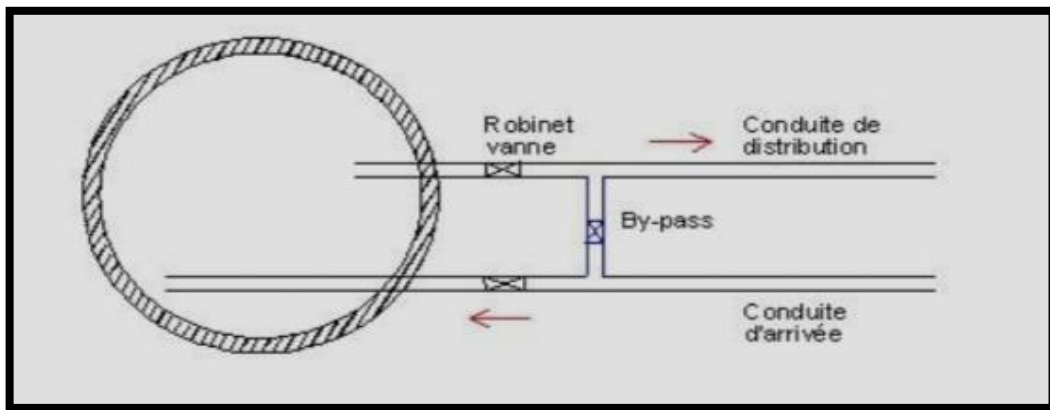
Cette conduite permet d'évacuer l'excès d'eau arrivant au réservoir en cas où une pompe ne s'arrête pas. Si le réservoir est compartimenté chaque cuve doit avoir une conduite de trop-plein

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 manœuvre).

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.

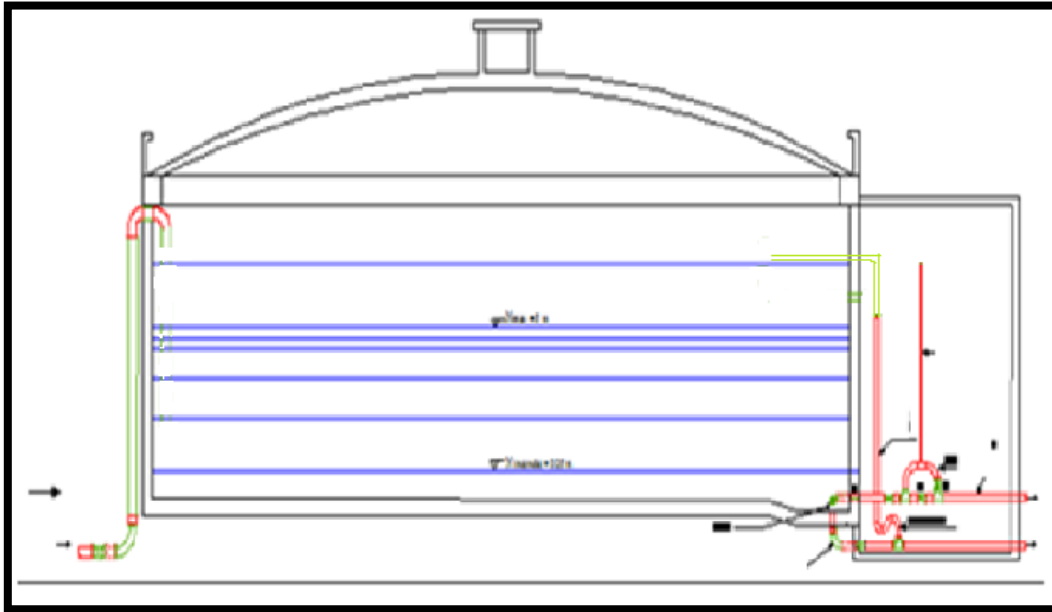


Figures IV.6: Conduits by-pass

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 devons 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 ($D=28 \text{ m}$, $H=8 \text{ m}$) 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 :

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

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 :

$$V_T = V_r + V_{inc} \dots\dots\dots (IV.2)$$

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

Donc :

$$a = \left| \frac{V}{V} + \left| \frac{v}{v} - \right| \right| \quad (\%) \dots\dots\dots (IV.3)$$

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

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

Dont le volume total sera : $V_t = V_r + V_{inc} \dots\dots\dots (IV.5)$

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 :

$3100 \cdot 7 = 21700$ 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) :

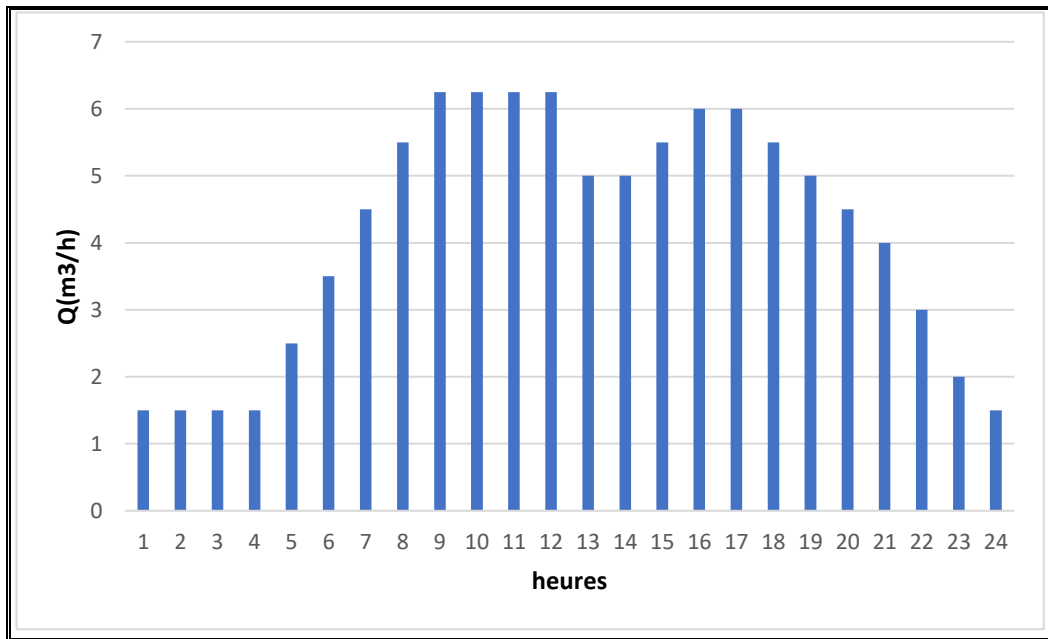


Figure IV.8 : Diagramme de consommation

Le volume résiduel est égal à :

$$V_r = \frac{27 \cdot 4567.1436}{100} = 1233.128 \text{ m}^3$$

La capacité totale du réservoir sera :

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

$$V_t = 1233.128 + 120 = 1353.12 \text{ m}^3$$

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

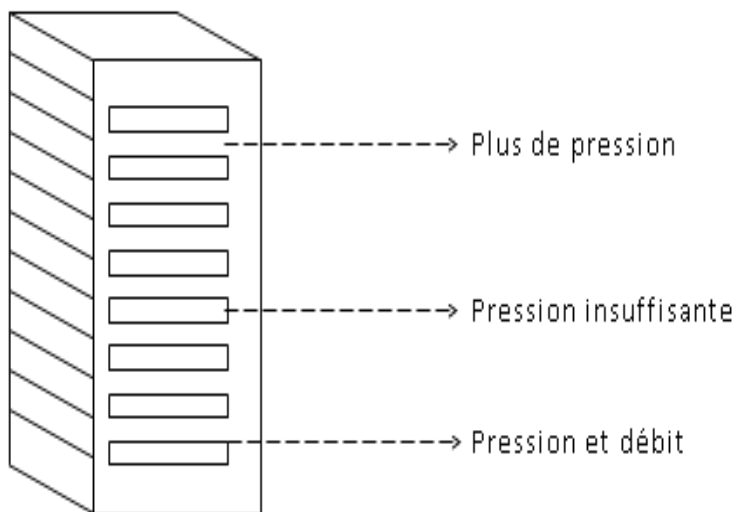
V.2. DEFINITION DE SURPRESSION :

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

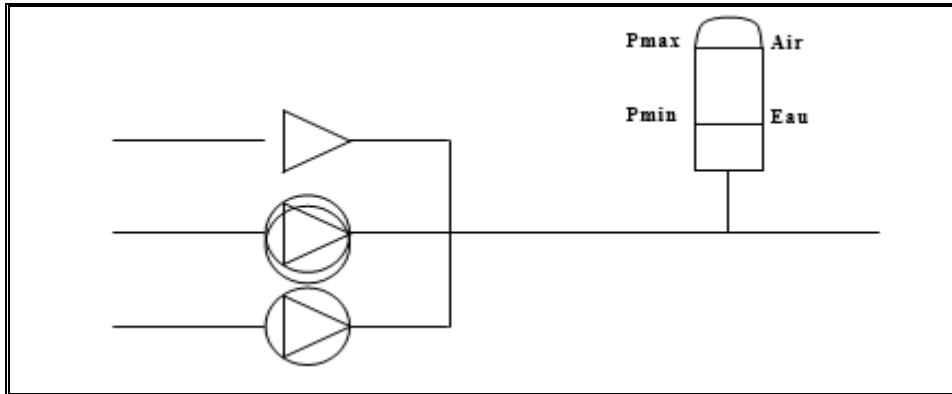


Figure V.2 : Ballon hydropneumatique

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

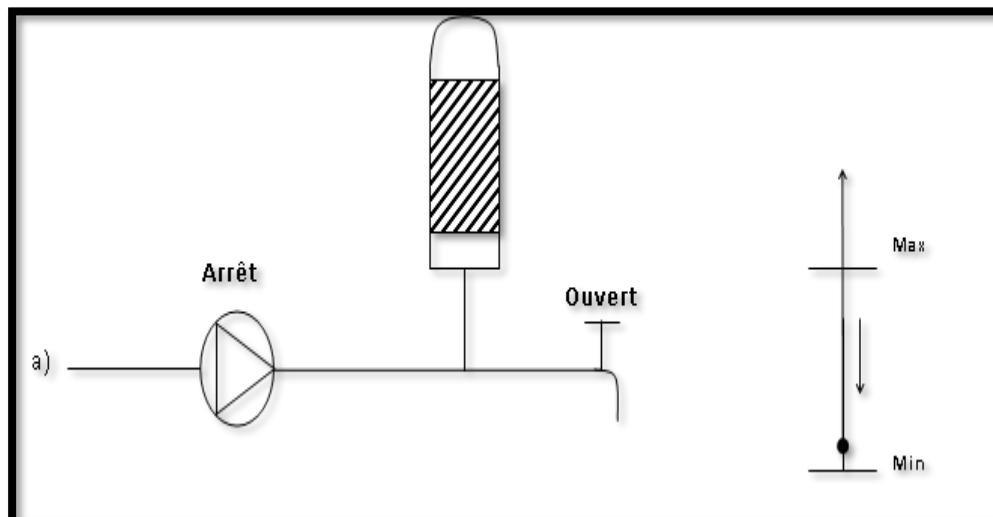


Figure V.3: cas pas de consommation d'eau

- 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.

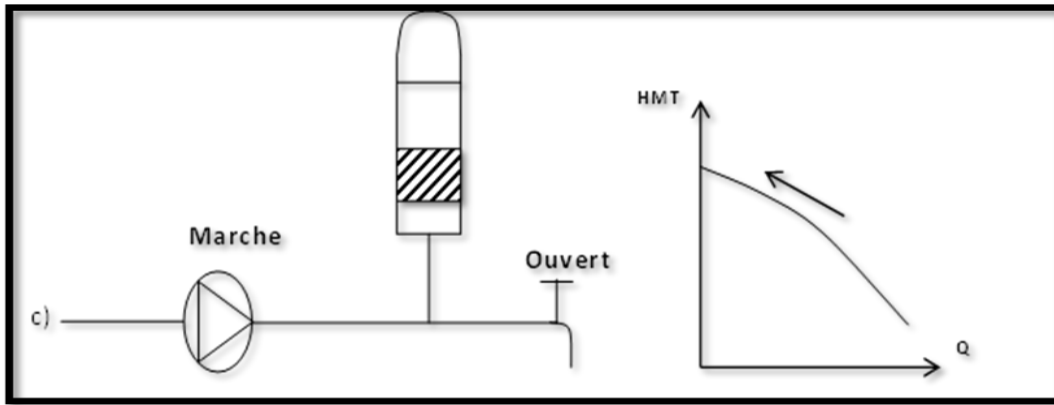


Figure V.4 : augmentation de la consommation.

- 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.

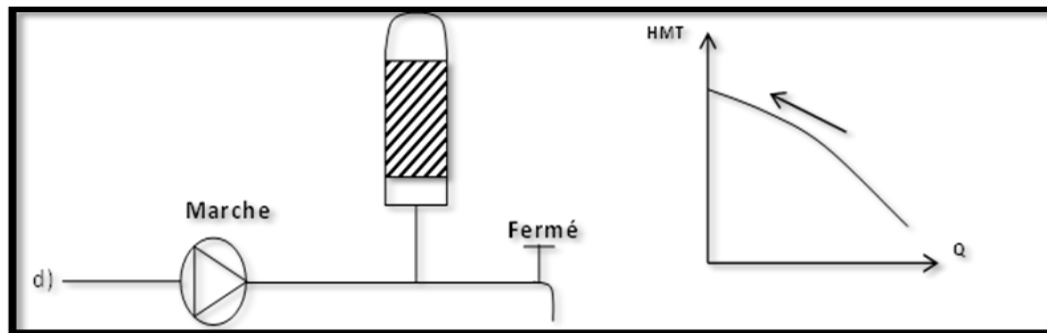


Figure V.5 : diminution de la consommation

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

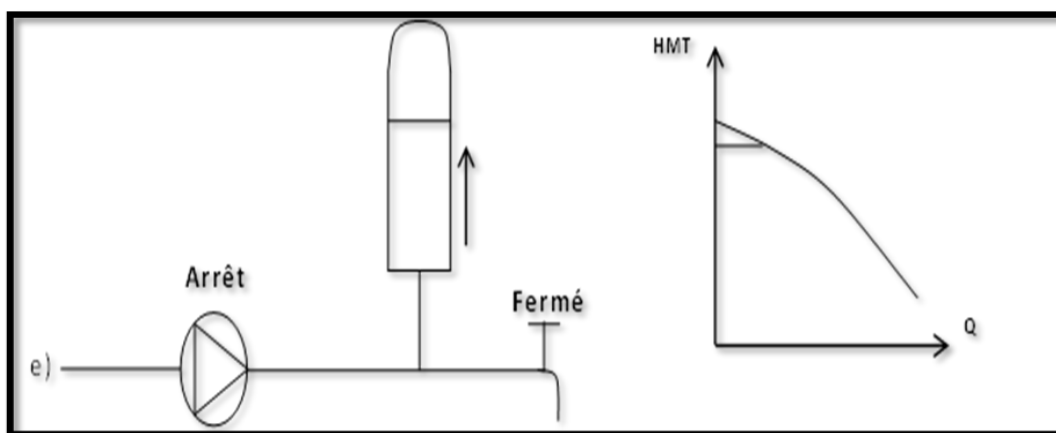


Figure V.6 : fermeture de la robinet .

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

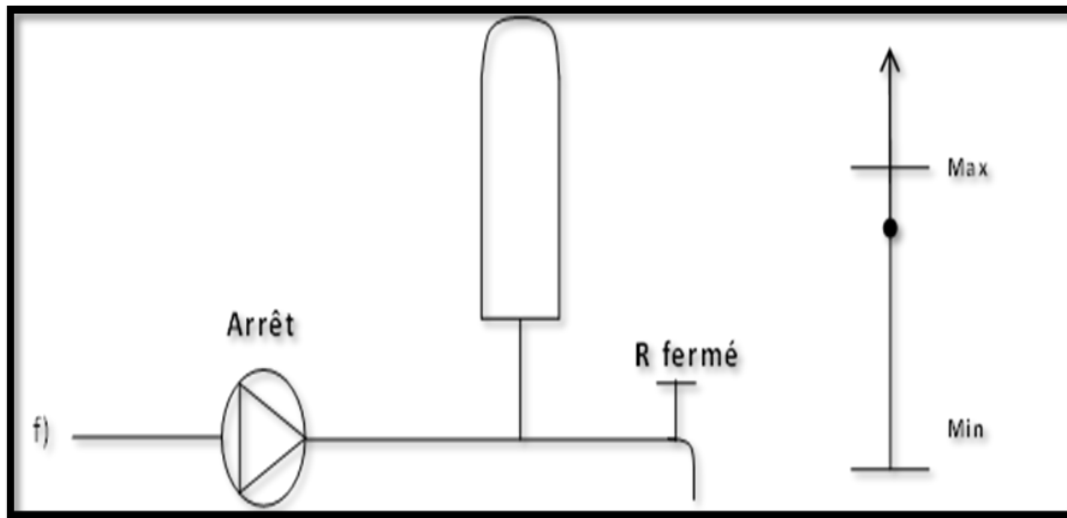


Figure V.7 : arrêt de la consommation

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 bache.
- Raccordement sur eau de ville.

V.5.1. RACCORDEMENT SUR BACHE

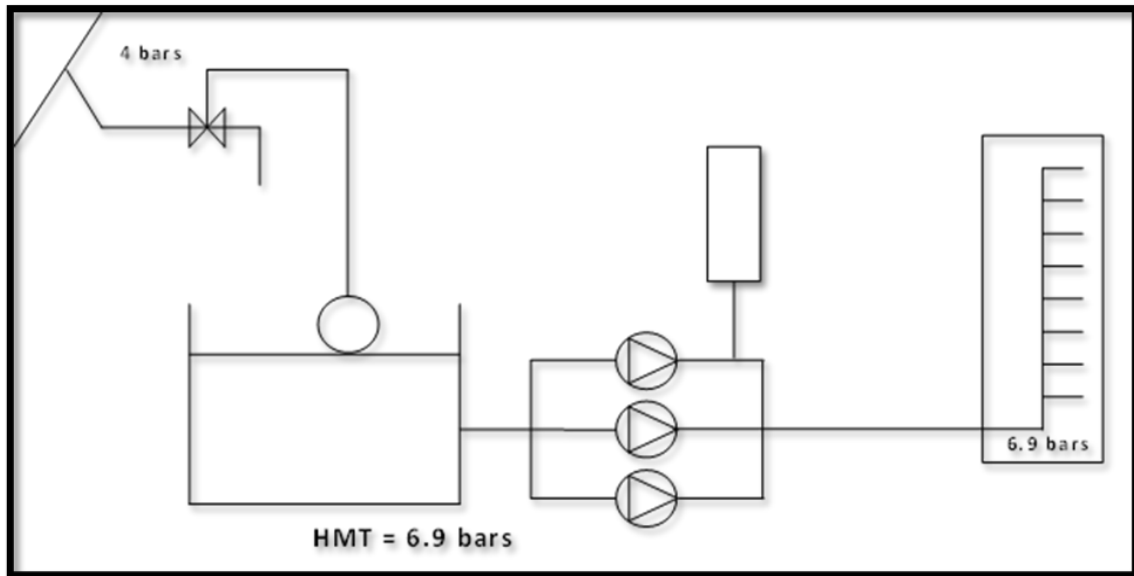


Figure V.8: Raccordement sur bache

Dans ce cas la bache 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.

- **Inconvénient:**

- 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 bache, l'investissement est très coûteux.

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

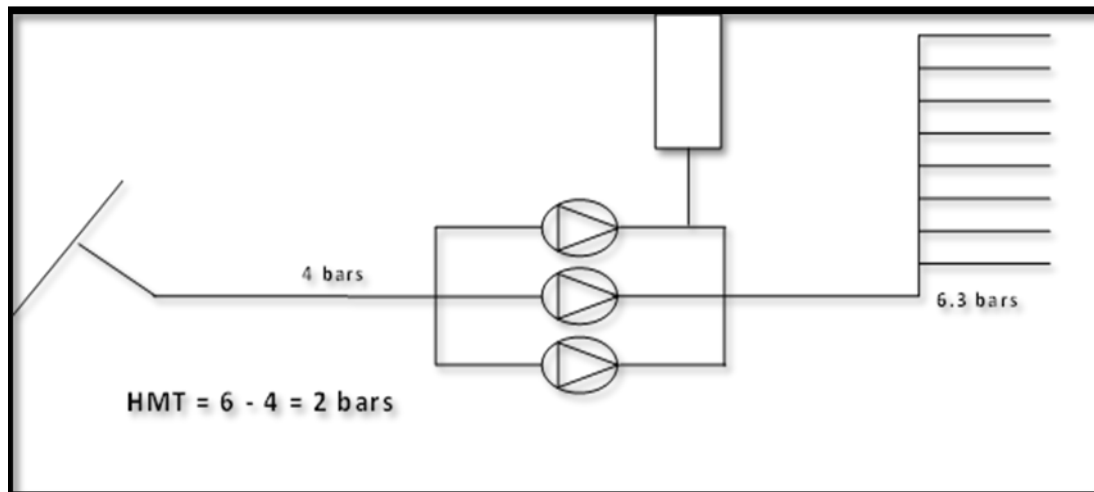


Figure V.9 : Raccordement sur réseau

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 bache 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 : P_{min} ($P_{min} = 1 \text{ bar}$) et arrêter si :
Pour les pour les bâtiments R+15 : P_{max} ($P_{max} = 5.8 \text{ bars}$)
- 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 $Q=f(\Delta H)$.

A-4- MODIFICATIONS SUSCEPTIBLES D'ETRE APORTE 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 :

$$NPSH_d > NPSH_r$$

$NPSH_d$: Charge nette d'aspiration disponible

$$NPSH_d = \frac{P_0}{\rho g} - (H_a + J_a + h_v) \dots \dots \dots (V.1)$$

Où :

$\frac{P_0}{\rho g}$: Pression en mètre colonne d'eau au plan d'aspiration (m) ;

H_a : Hauteur d'aspiration (m) ;



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

H_v : Tension de vapeur (m).

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

NPSHr : Charge nette d'aspiration requise

$$NPSH_r = \frac{p'}{\rho} - h_v \dots\dots\dots (V.2)$$

Où :

$\frac{P'}{\rho}$: 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 :

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

$$k_S = \frac{1}{\sqrt{n-1}} \dots\dots\dots (V.4)$$

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)

$$H_{mt} = 3n + 10 + \Delta H$$

$$\Delta H = \Delta H_L + \Delta H_S \dots\dots\dots (V.4)$$

ΔH_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.

ΔH_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

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

$$Q_{app} = 86.4 \text{ l/s}$$

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

$$H_{mt} = H_b + 10 + \Delta H$$

$$H_g = 16 * 3 = 48 \text{ m} \quad \Delta H_L = 0.3 * 16 = 4.8 \text{ m}$$

$$\Delta H_S = 4.8 * 0.2 = 0.96 \text{ m}$$

$$\Delta H = 5.52 \text{ m}$$

$$H_{mt} = 48 + 10 + 4.8 + 0.96 = 63.76 \text{ m}$$

Remarque :

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

$$\text{Alors : } H_{mt} = 63.76 + 4 = 67.76 \text{ m}$$

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 :

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

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	ηm (%)	Poids(kg)
Valeur	3~	11	2	1450	75.8	832

3. BALLON HYDROPNEUMATIQUE

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

- 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

$$Vu = 528 * 3.5 = 1848 \text{ l}$$

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

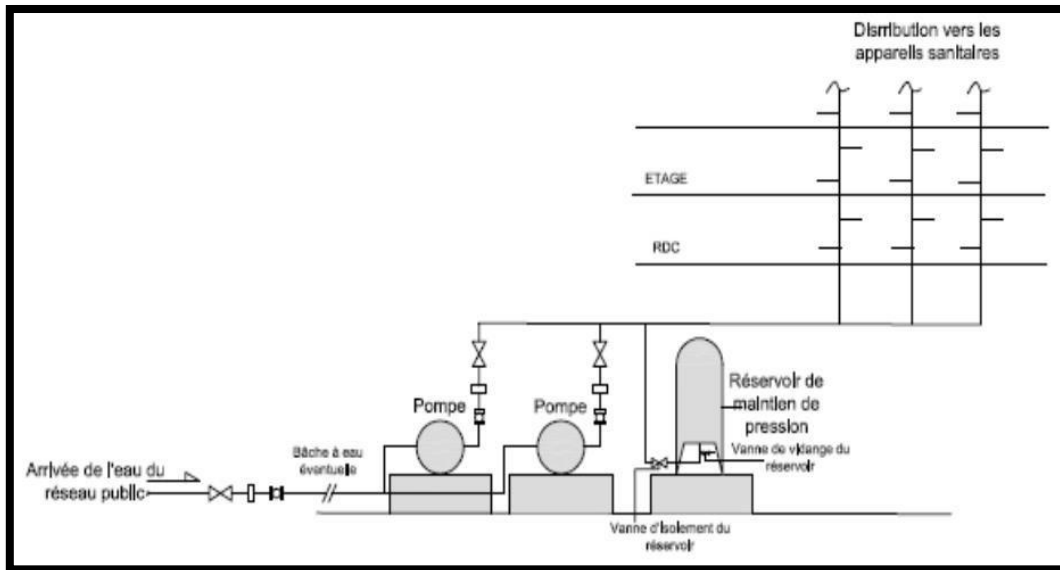


Figure V .10 : Schéma simplifié d'un système de pompe hydro-pneumatique

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 hydro-pneumatique 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 hydro-pneumatiques 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)

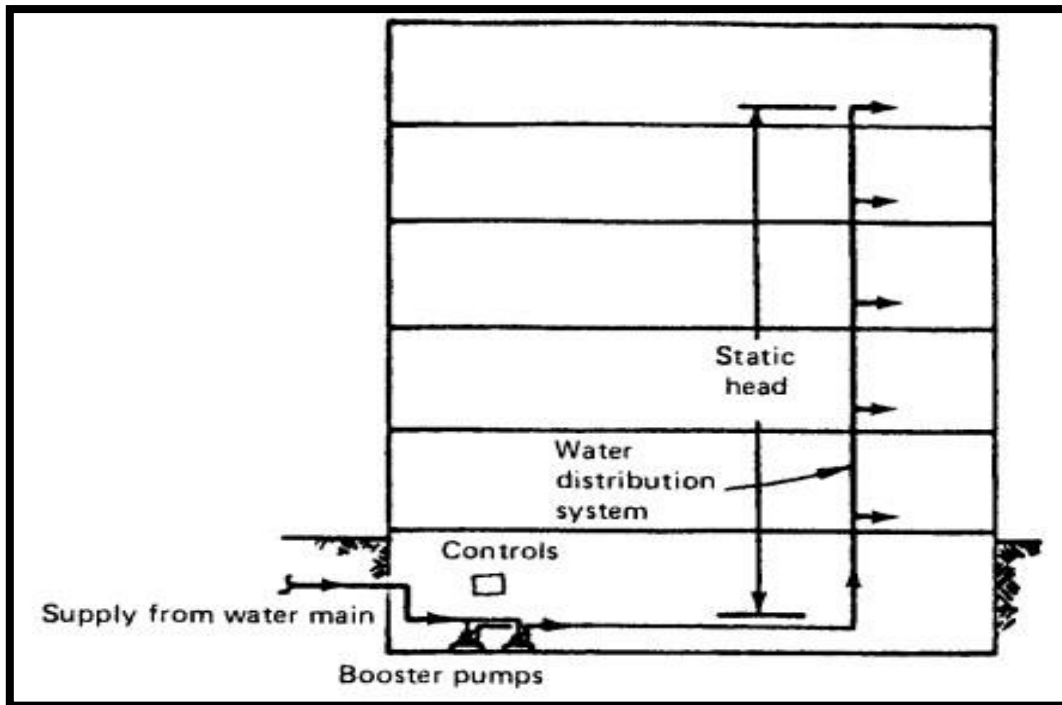


Figure V .11 : Schéma simplifié d'un système de pompe de surpression

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

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

Choix du nombre de pompes

Tableau V.5 : Choix du nombre de pompes

N	$Q_f(\text{l/s})$	$Q (\text{l/S})$	$n(\%)$	$H_p (\text{m})$	N (tr/min)	$P_{abs} (\text{kw})$	$(NPSH)_r (\text{m})$	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
 $N_m = N_{pompe} + 200$
 $N_m = 203 \text{ tr/min}$
- Puissance corrigée de moteur

Tableau V.6 : caractéristique de moteur

Caractéristique	Type	Pm[kw]	N pôles	Ntr/min	τ_m (%)	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.

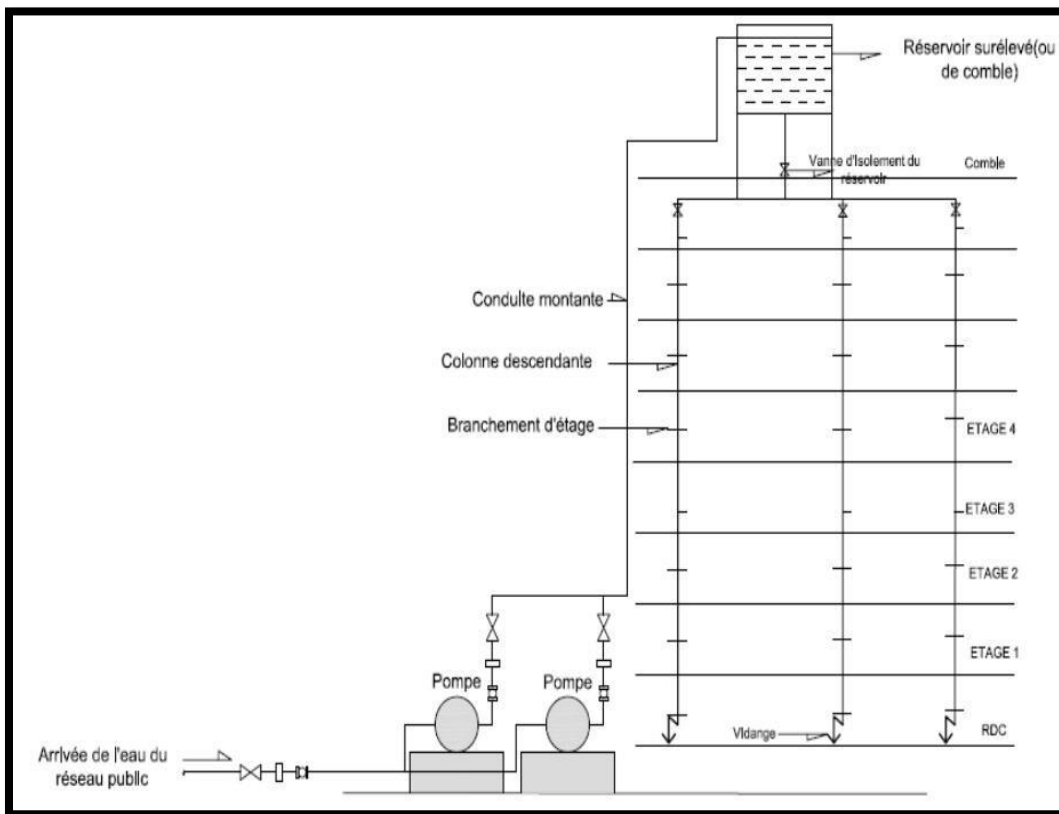


Figure. V.12 : Un schéma simplifié d'un système de réservoir d'eau surélevé

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 avantages 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 coût d'exploitation est plus faible.
- 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 :

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

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

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 :

$$\Delta H_t = (1.05 \div 1.1) * \Delta H_l \dots \dots \dots (V. 9)$$

Tel que :

ΔH_l : la perte de charge linéaire (m).

$$\Delta H_l = \frac{\lambda * L_{ref} * v^2}{2 * g * d} \dots \dots \dots (V. 10)$$

Tel que :

ΔH_l : 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 :

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

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

$$\lambda = (1.14 - 0.86 * \ln \frac{\epsilon}{d})^{-2} \dots \dots \dots (V. 12)$$

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

A.4.2. Hauteur manométrique totale

Elle est donnée par la formule suivante :

$$H_{mt} = H_g + \Delta H \dots \dots \dots (V. 13)$$

A.4.3. La puissance absorbée par la pompe

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

Tel que :

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

η_m : rendement du moteur électrique qui est égale à 76%

η_{acc} : rendement de l'accouplement 100%.

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

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

T : durée de pompe /année :

$$T = 20 \times 365 = 7300 \text{ h}$$

A.4.5. Frais d'exploitation :

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

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 (m³/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 :

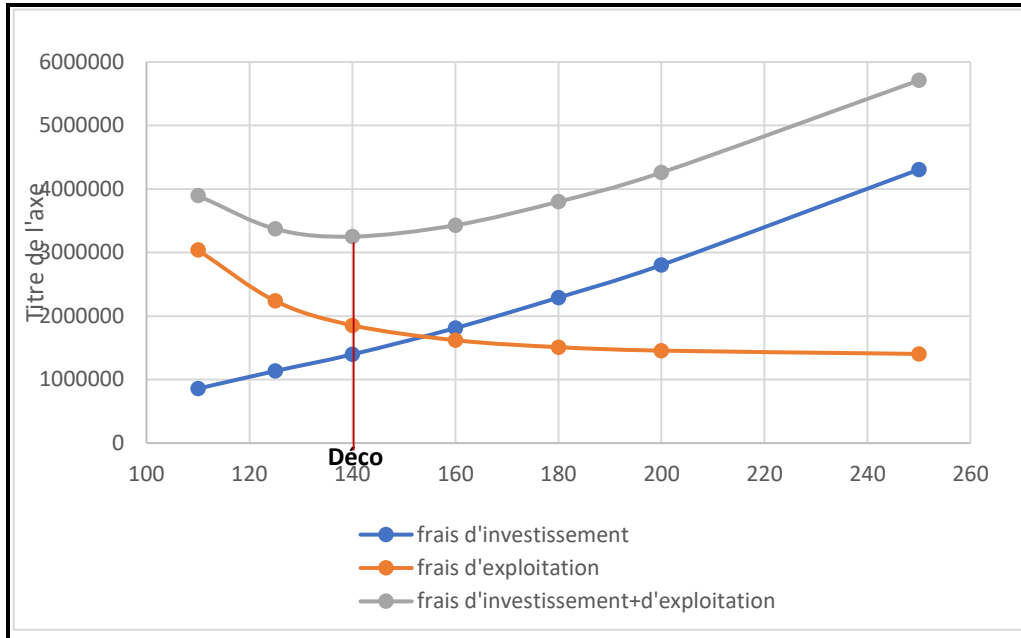


Figure V.13 : Bilan des frais d'exploitation et d'investissement

A. Diamètre économique :

La valeur optimale du diamètre correspondante au minimum du coût ($F_{exp}+F_{am}$) et en même temps il faut vérifier la condition $0.6 < V_{ref} < 3$ 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

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

B. Collecteur d'aspiration :

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

B.1. Dimensionnement :

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

On prend : $V_a=1\text{m/s}$

V_a : La vitesse d'aspiration.

$$D_a = \sqrt{\frac{Q \cdot 4}{\pi \cdot V_a}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0.034}{\pi \cdot 1}} = 208.6 \text{ mm} = 250 \text{ mm}$$

D_a : diamètre de la conduite d'aspiration

Il faut que : $D_a > d_a$

Avec :

d_a : le diamètre de la tubulure d'aspiration de la pompe ($d_a=125\text{mm}$)

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

Tel que :

- $d = 0,3\text{m}$ pour D_a inférieur ou égale 500mm
- $d = 1\text{m}$ pour D_a supérieur ou égale 500mm

On a :

D_a inférieur ou égale 500mm
donc : on prend $d=0,3\text{m}$

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 [H_p-Q] et la courbe caractéristique de la conduite véhiculant un débit de la pompe en fonctionnement [H_c-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(m ³ /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 de fonctionnement de la pompe.

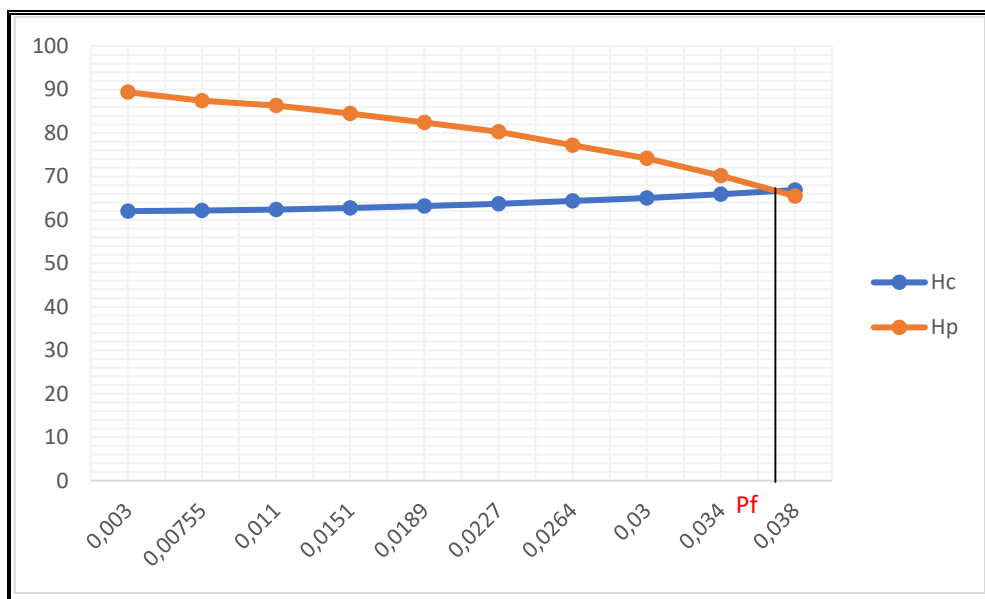


Figure V.14 : point de fonctionnement de la pompe.

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

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

- 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 suivent 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 à véhiculer 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 H_a existant à l'aspiration. Le clapet interdit cependant le retour d'eau.

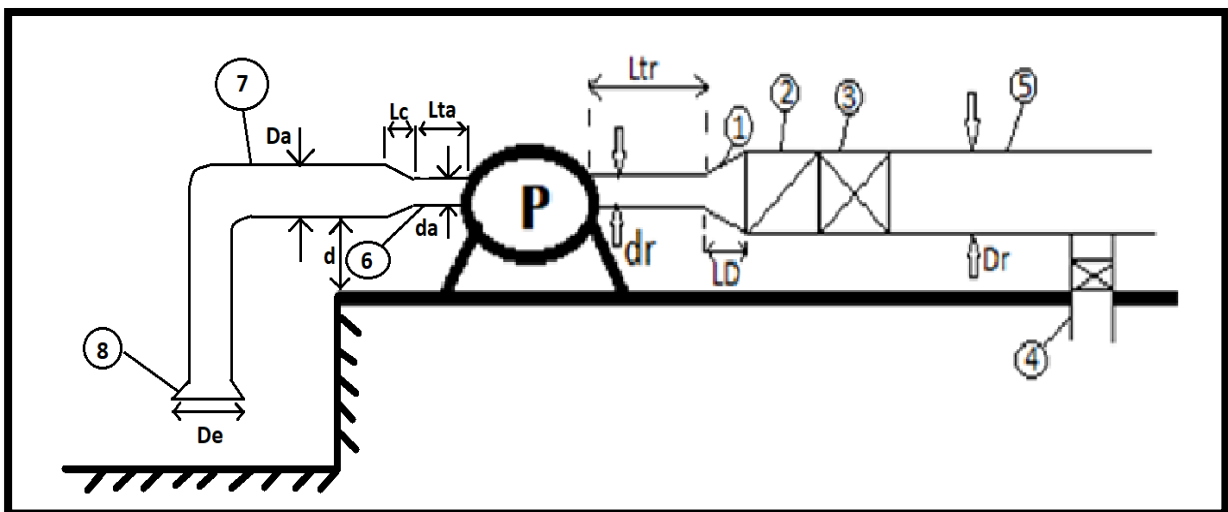


Figure V.15 : Les équipements en aval et en amont de la pompe.

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. $De = (1,2 \text{ à } 1,5) Da$

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

Lc : longueur du convergent. $Lc = (3,5 \text{ à } 4) * (Da - da)$

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

Si $Da < 500\text{mm} \rightarrow d = 30\text{cm}$

Si $Da > 500\text{mm} \rightarrow d = 1\text{m}$

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. $LD = (3,5 \text{ à } 4) * (Dr - dr)$.

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 :**

$$H_b = h_5 + h_6 + h_7 + h_8 + h_9 \dots \dots \dots (V. 16)$$

Avec :

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

Donc : $h_5 = 695 + 300 + 500 = 1495 \text{ mm}$;

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

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

Alors H_b est normalisé a 5,4 m.

- **La longueur du bâtiment :**

La longueur du bâtiment est calculée par la formule suivante :

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

Avec:

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

A.N: $L_b = 2 \times 2.002 + 0,8 + 4 + 2 + 0,6 = 12 \text{ m}$.

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

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

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

Avec :

- l_1 : Distance entre le mur et le premier organe $l_1 = (0,2 \div 0,3)$ m, On prend 0,3m.
- l_2 : Distance entre les tubulures $l_2 = 0,9$ m.
- 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 $l_m = 4$ m.

V .8. CONCLUSION

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

CHAPITRE VI : 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 :

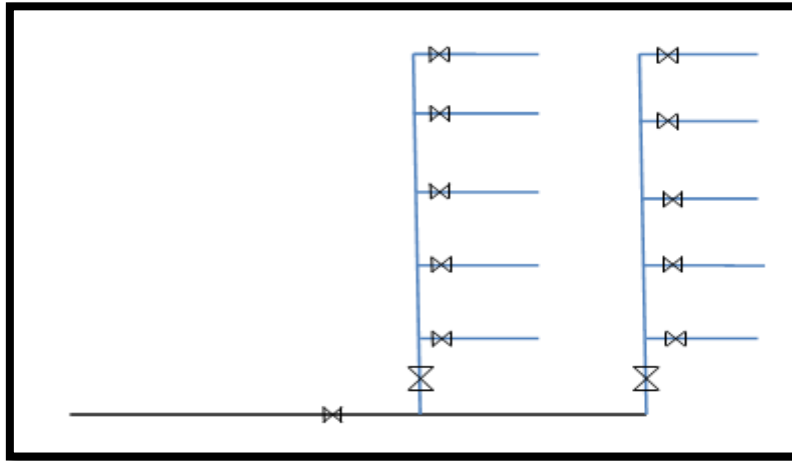
La distribution intérieure représente le réseau privé qui achemine l'eau potable du branchement de la conduite de ville vers les consommateurs.

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 :

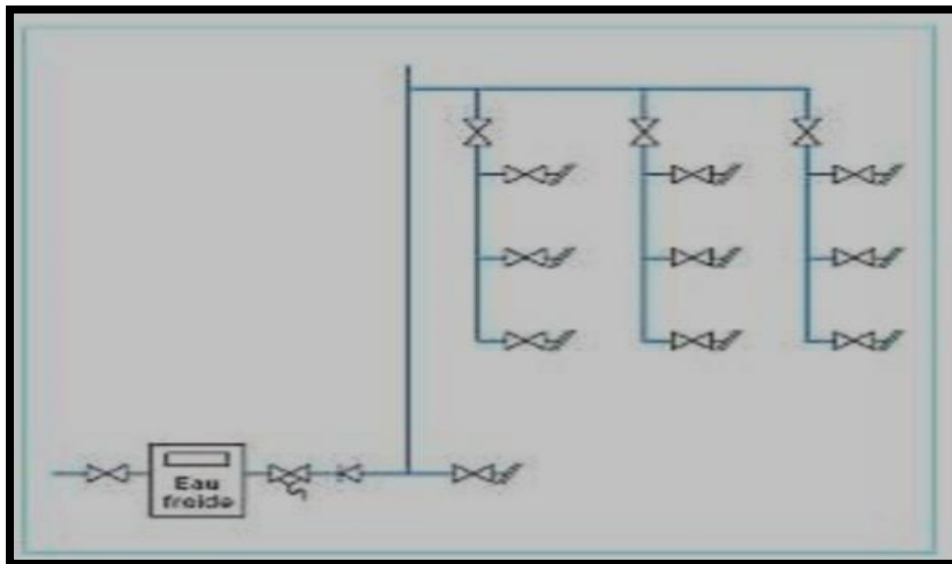


Figures VI.1: distribution directe

(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 :

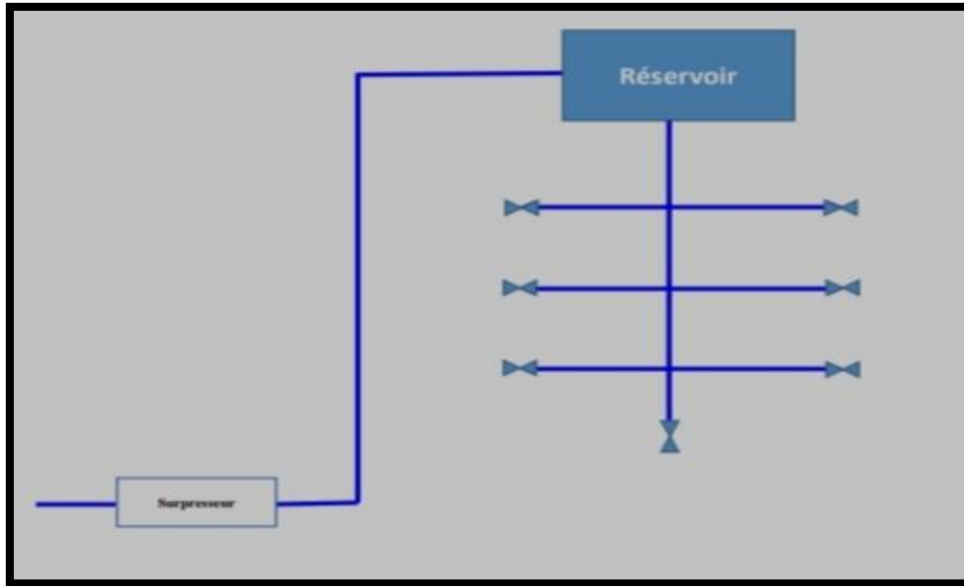
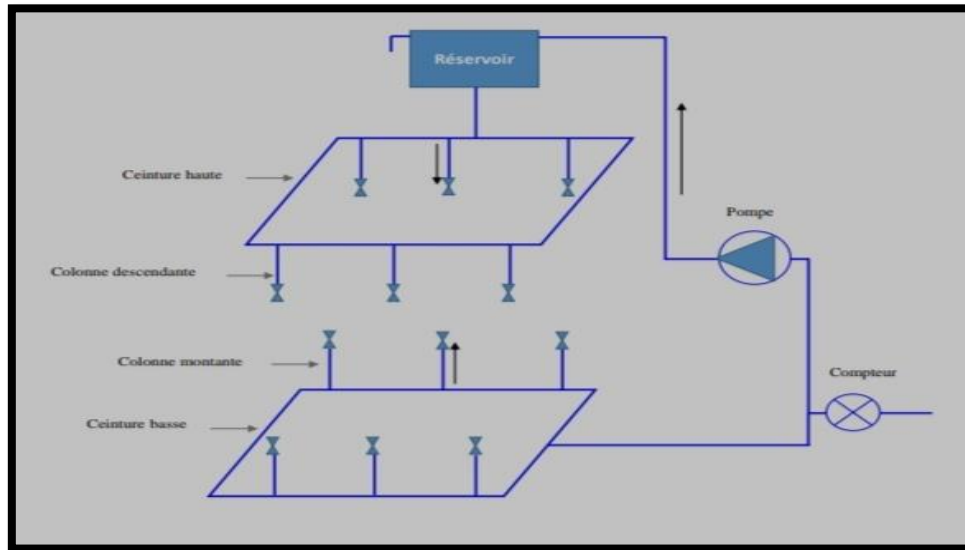


Figure VI.3 : distribution par un réservoir surélevé

(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 mixte

(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 précédent.

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 ks :

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.

$$KS = \frac{1}{\sqrt{n-1}} \dots\dots\dots (VI.1)$$

n : nombre de d’appareils de puisage.

Ks : 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.

$$Qbrut = Qapp * A \dots\dots\dots (VI.2)$$

Qapp : 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 Ks.

$$Qprobale = KS * Qbrut \dots\dots\dots (VI.3)$$

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 :

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

Avec :

- Q : débit en m³/s ;
- S : section transversale de la conduite en m² ;
- 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 comprise 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 droit du raccordement du branchement : Pression (calculer) = (N+3) +J1+ J2 ou (N+5)+J1+J2 inférieur à Pz ;**Source : (Dupont, 1979)**

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

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

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

Q : Débit véhiculé par la conduite (m³/s),

K : coefficient de perte de charge,

D : Diamètre de conduite,

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

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

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

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

Tuyau	<i>K</i> ’	<i>M</i>	<i>β</i>
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 maître d'ouvrage.

- Le tableau suivant donne le paramètre hydraulique de colonne montante :

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 ENGINES 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 vibreur 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 :

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

Avec :

V_{cr} : volume de terre décapée en (m³) ;

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 :

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

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 :

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

Avec :

Htr : la profondeur de la tranchée (m) ;

D : diamètre de la conduite (mm) ;

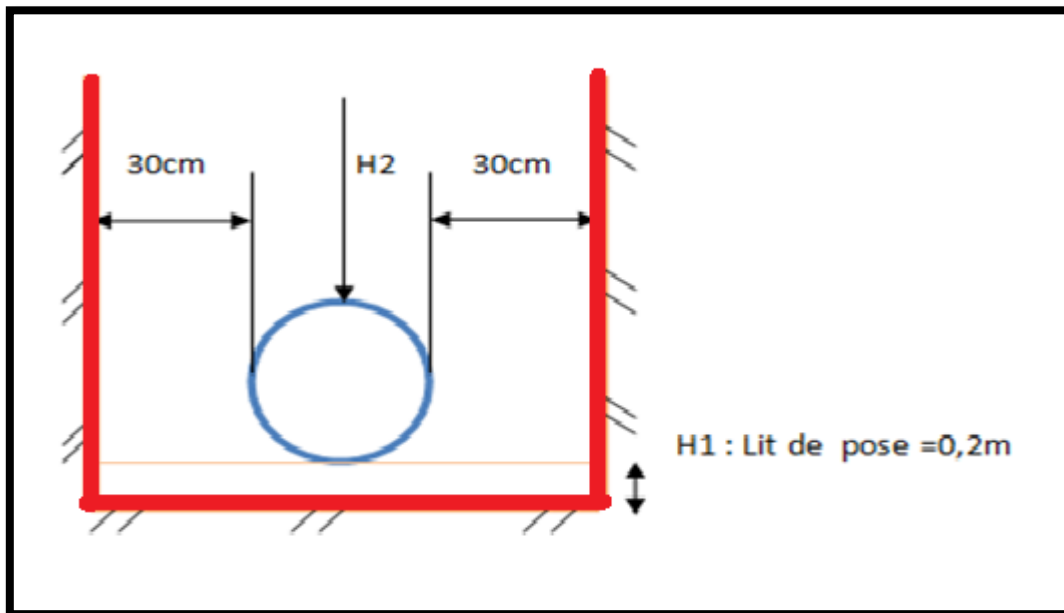
H1 : épaisseur de lit de pose prise égale à 0,2m ;

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

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

Htr : déterminé à partir 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.

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

Avec :

Str : la section de tranchée (m²).

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 :

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

Avec :

Vd : volume de déblai (m³) ;

Str : la section de tranchée (m²) ;

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 dépend au profil en long, et le coefficient de foisonnement égale 20% fois le volume d’excavation (dépend 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 :

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

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

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

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 :

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

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

V_d : 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 :

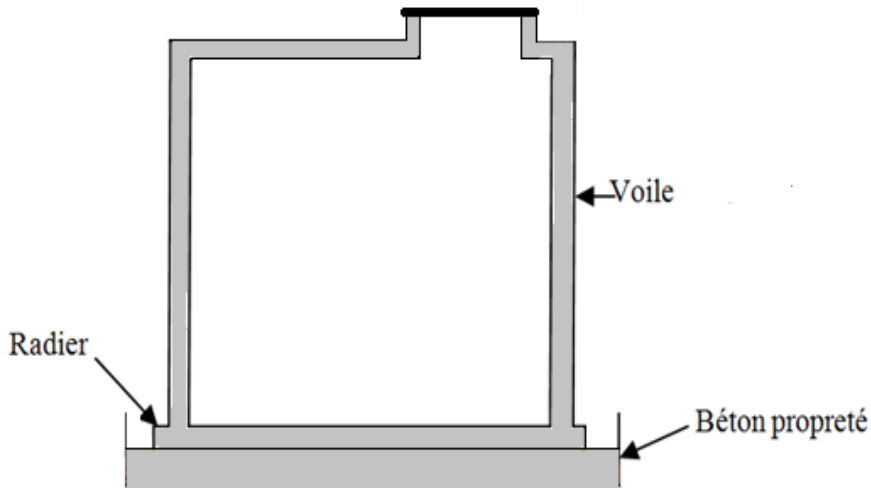
Le tableau suivant représente devis quantitatif et estimatif :

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 bache d'eau projeté dans capacité 100 m³, et la figure suivante représente les éléments de bache à eau :



Figures VII.2 : les éléments de réservoir

➤ **Déblai :**

$$V_D = (L * l) * H \dots \dots \dots (VII.9)$$

Avec :

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

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

H : la hauteur du terrassement ; H = 5m

$$V_D = 7 * 7 * 5 = 245 \text{ m}^3$$

➤ **Volume de béton de propreté :**

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

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

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

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

➤ **Béton armé :**

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

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

Les éléments du réservoir, sont estimés par la formule suivant

➤ **Pour le radier :**

$$V_r = L_r * l_r * H_r \dots \dots \dots \text{ (VII.11)}$$

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

$$V_r = 5.4 * 5.4 * 0.3 = 8.748 \text{ m}^3$$

➤ **Pour le Voiles :**

$$V_v = L_v * e * H_v \dots \dots \dots \text{ (VII.12)}$$

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

$$V_v = 5.2 * 20.8 * 0.2 = 17.472 \text{ m}^3$$

➤ **Pour la Dalle :**

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

Avec

S_d : la surface de la dalle (m) ; $S_d = 29.16 \text{ m}^2$

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

$$V_d = 29.16 * 0.2 = 5.832 \text{ m}^3$$

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

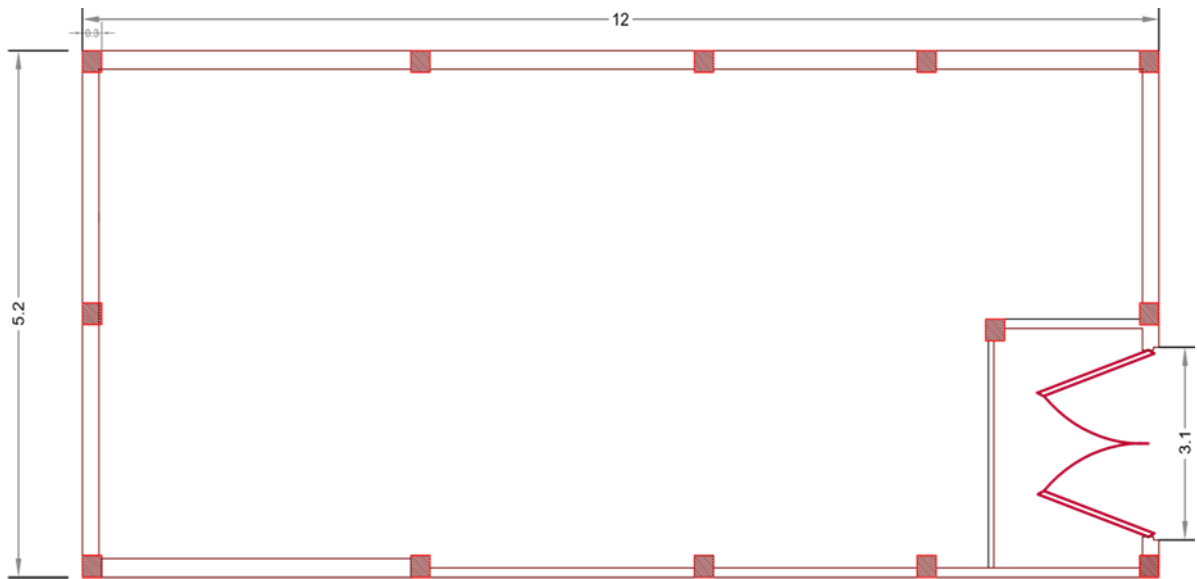
Le tableau suivant représente le devis quantitatif et estimatif de la bache à eau de notre projet :

Tableau VII.4 : Devis quantitatif et estimatif de bache eau

Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant total (DA)
Terrassement				
Déblais de bache 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 :**

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

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

$$V_{\text{déc}} = 20 * 7.7 * 0.2 = 20.16 \text{ m}^3$$

➤ **Déblai des fouilles :**

On a : 13 poteaux

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

N : Nombre des poteaux.

$$D_f = 1 * 1 * 1 * 13 = 13 m^3$$

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

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

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**

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

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 :**

$$V_D = V_d * N_d \dots \dots \dots (VII.18)$$

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 :**

$$V_R = V_f - (V_{bp} + V_{bs} + V_{demi-poteau}) \dots \dots \dots (VII.19)$$

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

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

$$V_p = l_g * e_p * \sum L_g \dots \dots \dots (VII.19)$$

$\sum L_g$: 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) :**

$$V_g = (S_g * \sum L_g) - (S_p * \sum L_p) \dots\dots\dots (VII.20)$$

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

S_p : surface de poteaux (m²) ; (0.3*0.4) m²

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

S_g : surface de longrine (m²) ; (0.3*0.4) m²

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

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

$$V_p = S_p * H_p * N_p \dots\dots\dots (VII.21)$$

S_p : surface de poteau (m²) ; (0.4*0.4) m²

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 :**

$$V_{rc} = L_c * l_c * e_{rc} \dots\dots\dots (VII.22)$$

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

L_c : 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) :**

$$V_{b-dalle} = L_c * l_c * e_b \dots\dots\dots (VII.23)$$

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

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

➤ **Nombres des poutrelles :**

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

$$L_{longrine} = 12 m$$

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

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

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

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

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**

$$N_{hourdis} = (L_g / l_h) * (N_{poutrelles} + 2) \dots\dots\dots (VII.26)$$

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

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

➤ **Nombre des briques**

On a : 5 fenêtrés et portail

$$N_b = 2 * (N_t - (N_f * S_f + N_p * S_p)) / S_b \dots\dots\dots (VII.27)$$

N_f : nombre de fenêtre ; 5

N_p : nombre de portail ; 1

S_f : surface de fenêtre (m²) ; (1*1.2) m²

S_p : surface de portail (m²) ; (3.1*2.5) m²

N_t : surface de la mur (m²) ; (34.4*5.29) m²

S_b : surface de brique (m²) ; (0.3*0.2)

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

➤ **Surface de crépissage :**

$$S_{cre} = 2 * (N_t - (N_f * S_f + N_p * S_p)) \dots\dots\dots (VII.28)$$

$S_{cre} = 2 * (181.9776 - (5 * 1.2 + 1 * 7.75)) = 336.4552$ m²

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/m ³	m ³	6,808	12000	92256
Béton armé dosé à 350kg/m ³	m ³	43,128	50000	2156400
Remblai	m ³	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 tâches et leurs durées.

Dans notre projet, nous utilisons deux méthodes :

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

Détermination du chemin critique :

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

TR : Temps de réalisation.

DCP : Date de commencement au plus tôt.

DCPP : Date de commencement au plus tard.

DFP : Date de fin au plus tôt.

DFPP : Date de fin au plus tard.

MT : Marge totale.

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

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

VII.10.1. DIFFERENTES TACHES DE REALISATION :

➤ **Réalisation de la bache a eau :**

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

Tableau VII.7 : les taches de réalisation de réservoir

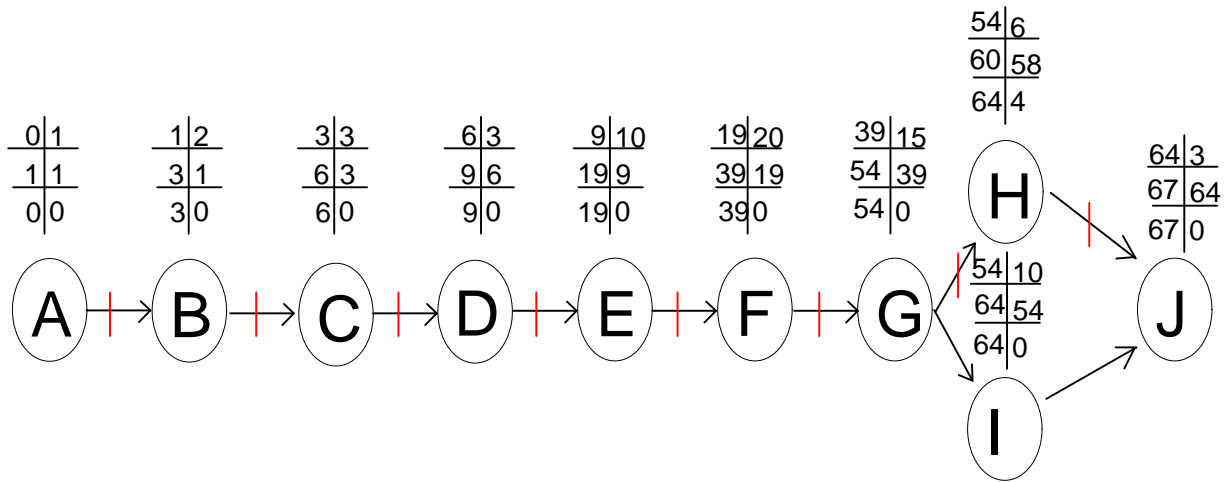
Notation	Opération	Durée (jours)
A	Décapage	1
B	Excavation	2
C	Pose de tout venant	3
D	Coulage du béton de propreté	3
E	Coulage du béton armé de radier	10
F	Coulage béton armé de la voile de la bache	20
G	Coulage béton armé du la dalle de la bache	15
H	Remblayage et compactage	6
I	Maçonnerie et finition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

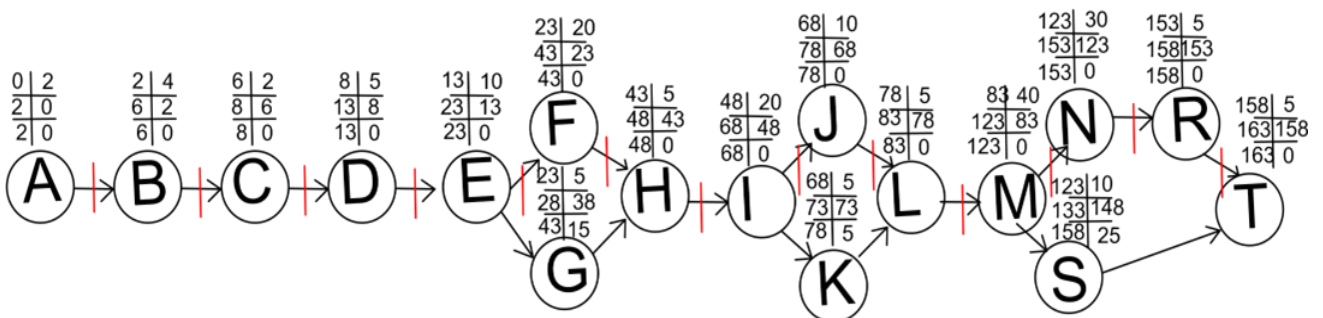
Tableau VII.8 : la tache de réalisation de la station de surpresseur

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 :**

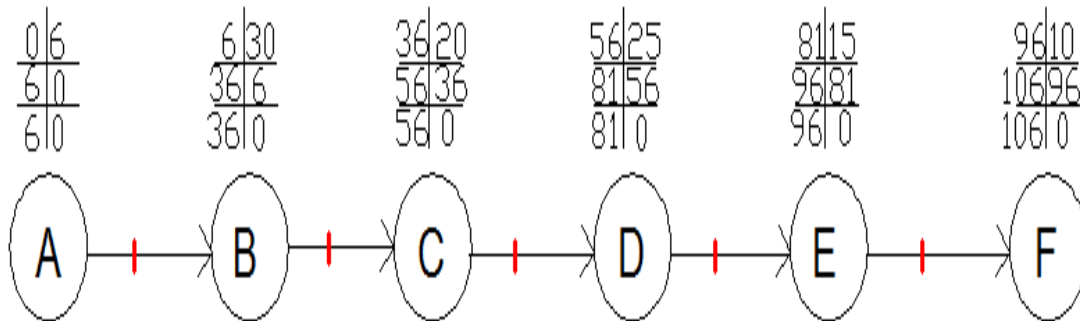
Le tableau suivant représenté les taches de réalisation de réseau de distribution

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 bache 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	3,44
	Tronçon p73	297,7	0,01342	3,99	
	Tronçon 1	36	0,01342	0,48	
	Tronçon p24	127,6	0,01342	1,71	
n48	Tronçon p25	227,3	0,01342	3,05	3,63
	Tronçon p55	53,41	0,01342	0,71	
	Tronçon p69	195,2	0,01342	2,61	
	Tronçon p29	65,37	0,01342	0,87	
n49	Tronçon p25	65,37	0,01342	0,87	1,11
	Tronçon p45	61,19	0,01342	0,82	
	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