الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

المدرسة الوطنية العليا للري

"المجاهد عبد اللهعرباوي"

NATIONAL HIGHER SCHOOL FOR HYDRAULICS

"The Mujahid Abdellah ARBAOUI"

ⴰⵢⵙⵙⴰⵙ ⴰⵢⵙⵏⵍⵍ ⵉⵎⵉⵙⵙⵉⵍ ⵏ ⵜⵎⵙⵓⵍⵉⵜ

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 Pos N° 1 de la nouvelle ville de AFFroun wilaya BLIDA .

Présenté par :

ABBAS Rahmouna

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
SALAH BOUALAM	Professeur	Président
ALI SEGHIR DJAMEL	M.C.A	Membre
HADJ SADOUK NABILA	M.A.A	Membre
TOUMI SAMIR	MCB	Promoteur

Session 2025

REMERCIMENT

Avant tout, je rends grâce à Allah, de paix intérieur et de sagesse, pour m'avoir accordé la patience et le courage nécessaires afin de mener à bien ces longues années d'études.

Je tiens à exprimer ma profonde reconnaissance à mon encadrant, Monsieur Toumi Samir, pour son accompagnement constant, son rigueur scientifique, son disponibilité et la richesse de ses conciels , qui son grandement contribué à la réalisation de ce travail.

Mes sincères remercîments vont également à Monsieur Abdelhadi, AMMARI, Monsieur KHEDIMALLAH Abderrahmane, Monsieur SALAH Boualem et Madame Wahiba, MOKRANE, pour leur conseils avisés, leur disponibilité et les répences précieuses qu'ils ont apportées à mes nombreuses interrogatives.

Je remercie vivement les membres du jury d'avoir accepté d'évaluer ce mémoire

Du fond du cœur, je remercie mes parents Djamel, Mariam, véritables piliers de ma vie, pour leur prière, leur amour inconditionnel. Grace à eux, j'ai pu franchir chaque étape

Une pensée toute particulière à ma sœur et à mon frère, ainsi qu'à toute ma famille et Mr. Benslah Farouk, dont la bienveillance et la soutien constant m'ont porté tout au long de parcours.

Je n'oublie pas mes amis Roufaida, Mariam, Souhel et mes collègues, qui partagé avec moi leurs idées, leur entraide et leur humeur, apportant une belle dimension humaine à cette aventure.

Enfin, je remercie l'ensemble des enseignants de l'ENSH pour leur engagement, leur d évouement et la passion avec laquelle ils nous ont transmis leur savoir durant toute notre formation.

Merci à toutes et tous

Rahmouna

DEDICACE

À la mémoire de ma grand –mére Khaira , que Dieu lui accorde Sa miséricorde.Tu me manque profondement chaque jour . Ton amour et tes priéres continuent de me porter , et c'est en grandie partie grace à toi que je suis arrivée jusque-là .

À ma mére Mariam , symbole de tendresse et de force, À mon pére Djamel merci pour tout Malgré les circonstances , votre amour inconditionnel .C'est à vous que je dois mon courage .

À ma sœur SOUMIA et mon frére Nousroddine , pour leur complicité , leur affection et leur présence.

À ma famille , pour sa bienveillance continue, ses encouragements sincéres .

À Mr. Toumi .Samir , mon encadrant, pour son accompagnement bienveillant , son patience tout au long de ce travail.

À mes amis , et à toutes les personnes qui m'aiment , me soutiennent et marchent à mes cotes.

Je vous dédie ce travail , avec toutes ma raconnaissance et ma gratitude.

Rahmouna.

ملخص

يعرض هذا البحث دراسة حول تصميم شبكة لتوزيع مياه الشرب في المدينة الجديدة رقم 1 بالعفرون بولاية البليدة. حيث تتناول هذه الدراسة عدة جوانب: تقدير احتياجات السكان من المياه، تصميم الخزانات المياه، النمدجة الهيدروليكية لشبكة)باستخدام برنامج EPANET (اختيار معدات)مثل مضخات ماء بالإضافة إلى الدراسة التقنية بين خيارين تصميمين لضمان الضغط والسرعة المناسبة لتلبية احتياج التجمع السكاني وفي الأخير إعداد جدول تقديري وكمي لتحديد التكلفة الاجمالية للمشروع.

الكلمات المفتاحية: النمدجة الهيدروليكية، EPANET، مضخة الضغط، التقدير الكمي.

Résumé

Ce mémoire présente une étude du dimensionnement d'un réseau d'alimentation en eau potable de la nouvelle ville POSN°1 AFFROUN (wilaya de BLIDA). L'étude aborde plusieurs volets : l'estimation des besoins en eau de la population, la conception des réservoirs de stockage, la modalisation hydraulique du réseau de distribution (via EPANET), le choix des équipements (notamment les surpresseurs) ainsi que l'étude technique entre deux variantes et ce choix pour obtenir une bonne pression et vitesse pour satisfaire les besoins d'agglomération. Afin, l'établissement d'un devis quantitatif et estimatif et estimer le cout total du projet.

Mot clé : Modélisation hydraulique EPANET ;Surpresseur : Devis estimatif.

Summary :

estimate is provided to evaluate the total project cost.This thesis presents a study on the sizing of a potable water supply network for the new town of POS N°1 in El AFFROUN (Blida province) .The study covers serval aspects : estimating the water needs of the population , designing storage reservoirs , hydraulic modeling of the distribution network (using EPANET) , selecting equipment (particulary booster , pumps), and conducting a technical comparison between two design option to ensure adequate pressure and flow velocity to meet the needs of the urban area . Finally a quantitative and cost estimate is provited to evaluate the total project cost.

Keywords : hydraulic modeling EPANET ;Bosster pump ; cost estimate

Table des matières

Introduction général **1**

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude **3**

Introduction 4

I.1. Présentation de la zone d'étude 4

I.2. Situation géographique **5**

I.4. Situation hydrogéologique 6

I.5. Situation hydrographie 6

I.6. Climat 6

I_7Température 7

I_8_Pluviométrie 8

I_9_Humidité 9

I_10 Sismicité 9

I_11 _Situation Hydraulique 10

CONCLUSION 14

Chapitre II Estimation des besoins en eau **15**

Introduction 16

II.1. Répartition de la population 16

II.2 Consommation moyenne journalière 16

II.2.1 Calcul des besoins en eau pour chaque catégorie de consommateur 17

II.2.1.1 Les besoins en eau domestique 17

II.2.1.2 Besoins des autres catégories de consommation à l'horizon de 2055 19

II.3- Fuites et gaspillage 21

II.4 Etude des variations de la consommation 22

II.4.1 La consommation maximale et minimale journalière 22

II.4.2 Etude les variations des débits horaires 23

II.4.2.1 Débit moyen horaire 23

II.4.2.2 Consommation maximale horaire 23

II-4-2-3 Consommation minimale horaire 24

II.4.2.4 Evaluation de la consommation horaire 25

Conclusion 29

Chapitre III **30**

Réservoirs **30**

Introduction 31

III-1 Classification des réservoirs 31
III-1-1- Selon le matériau 31
III-1-2- Selon la situation des lieux 31
III-2- Utilité des réservoirs 31
III-3- Emplacement et altitude des réservoirs 31
III-4- Principe de la construction 32
III-5- Choix de la forme du réservoir 32
III-6- Equipement des réservoirs 32
III-7- Détermination de la capacité des réservoirs 33
III-7-1- Principe de calcul 33
III-7-1-1- Méthode graphique 33
III-7-1-2 Méthode analytique 34
III-7-2- Calcul du volume du réservoir 34
III-7-2-1 Variante 1 : Chaque zone alimentée avec un réservoir 34
III-7-2-2 Variante 2 : Deux zones sont alimentées avec un seul réservoir 37
Chapitre IV :Réseau de distribution 40
Introduction 41
IV- 1Classification des réseaux de distribution 41
IV-1-1 Réseau maillé 41
IV-1-2 Réseau ramifié 42
VI-1-3- Réseau combiné 42
VI-1-4- Réseau étagé 42
VI-2- Conception d'un réseau 42
VI-3- Principe du tracé d'un réseau maillé 43
VI-4- Calcul hydraulique du réseau 43
VI-5- Détermination des débits 43
VI-5-1- Débit spécifique 44
VI-5-2- Débit en route 44
VI-5-3- Débit aux nœuds 44
VI-6- Calcul des débits 45
VI-6-1- Cas de pointe : zone 1 45
VI-6-2- Cas de pointe incendie: zone 1 46
VI-6-3- Cas de Qmin : zone 1 46
VI-6-4- Cas de pointe: zone2 48
VI-6-5- Cas de pointe incendie : zone 2 49
VI-6-6Cas de Qmin : zone 2 49
VI-6-7- Variante 2 50

VI-6-8- Variante 2 cas pointe+incendie 52
VI-6-9- Variante 2 Qmin 53
VI-7- Calcul du réseau 55
VI-7-1 Utilisation du logiciel EPANET 55
VI-7-2-1 Variante 1 pour la zone 1 55
VI-7-2-1-1 Cas pointe 55
VI-7-2-1-2 Variante 1 pour la zone 1 cas pointe +Inc 58
VI-7-2-1-3 Variante 1 pour la zone 1 Simulation dans heure creuse Qmin 60
VI-7-2-2- Variante 1 pour la zone 2 63
VI-7-2-2- 1cas pointe 63
VI-7-2-2- 2 ZONE 2 POINT +INC 65
VI-7-2-2- 3 Simulation dans heure creuse Qmin zone 2cas point 67
VI-7-2-3 Variante 2 : un seul réservoir qui alimente les deux zones 69
VI-7-2-3-1 cas de point 69
VI-7-2-3-2 cas de point +incendie 74
VI-7-2-3-3 Simulation de Qmin 78
VI-7-3 Choix de la meilleur Variante 83
Conclusion 84
Chapitre V : Surpresseur 85
Introduction 86
V_1 :BUT 86
V_2 Définition de surpression 86
V_3 Définition d'un surpresseur 86
V-4- Type de surpresseur 86
V-5- Raccordement de surpresseur 87
V-6- Constituants de station de surpresseur 87
V-7- Choix de la pompe de refoulement 87
Pour les bâtiments R+25 (150 logements / bâtiment) 88
Pour les bâtiments R+20 (120 logements / bâtiment) 90
Pour les bâtiments R+15 (90 logements / bâtiment) 92
Pour les bâtiments R+10 (60 logements / bâtiment) 94
Conclusion 96
Chapitre VI : La Construction des Réseaux Verticaux d'Alimentation en Eau Potable dans les Bâtiments 97
INTRODUCTION 98
VI-1. Composants principaux 98
VI-2. Éléments de base du dimensionnement 98

VI- 3Consommation d'eau dans les bâtiments 99
VI.4. Calcul du diamètre de la conduite verticale 101
VI.5. Choix des tuyaux d'alimentation 102
VI6. Normalisation du diamètre en fonction du matériau choisi 102
VI.7. Vérification de la vitesse 102
Chapitre VII :Organisation du chantier et pose de canalisation 110
Introduction 111
VII-1. Définition 111
VII-2. Réalisation du réseau d'AEP 111
VII.3 Pose de canalisation 111
VII-4- Prix conduite 112
VII-5 Prix de vanne de régulation 113
VII-6 Prix du réservoir de 5 000 m³ 113
VII.6.1. Volume du déblai 113
VII.6.2 – Volume du tout-venant 114
VII.6.3 – Volume du béton de propreté 115
VII-6-4 Volume du remblai 117
VII-7-1 les valeurs des paramétres5000 m³ 118
VII-7-2 les volumes du réservoir 4000 m³ 119
VII-7-3 les volumes du réservoir avec prix 4000 m³ 119
VII-8 représente les volumes du tranchée 120
VII-8-1 les volumes du déblai et lit de sable de zone 1 121
VII-8-2 les volumes du déblai et lit de sable de zone 2 122
VII-9 Devis estimatif d'établissement du projet 126
Conclusion général 128
Références bibliographiques 129
ANNEXE 130

Listes des tableaux

Tableau I.1 : Répartition mensuelle de la température de la Mitidja orientale (1980-2010) …… 7
Tableau I.2 : Moyennes mensuelles des précipitations enregistrées sur une période de 26 ans (1990-2016)..... 8
Tableau I.3 :Forages des communes de Chiffa, Mouzaïa et El Affroun-Oued Djer..... 10
Tableau I.4 : Besoins pour différentes zones de Blida..... 12
Tableau I.5 : Évolution du déficit en eau, entre 2024 et 2050, des communes ayant le déficit le plus élevé..... 13

Tableau II.1 : Calcul du nombre d'habitants à partir du nombre de logements du POS N°1 Affroun..... 16
Tableau II.2 : Typologie des agglomérations / strates de population..... 17
Tableau II.3 : Résultat du type d'agglomération pour le POS N°1..... 18
Tableau II.4 : Dotations en fonction du type d'agglomération..... 18
Tableau II.5 : Dotation en fonction des années …… 19
Tableau II.6 : Résultat de dotation pour les deux zones..... 19
Tableau II.7 : Résultat de la consommation moyenne journalière nette pour les deux zones …….. 20
Tableau II.8 : Besoins des autres catégories de consommation à l'horizon 2055..... 20
Tableau II.9 : Récapitulatif de la consommation moyenne journalière totale..... 22
Tableau II.10 : Récapitulatif des débits journaliers Qmoy, Qmax, Qmin..... 23
Tableau II.11 : Valeurs de βmax en fonction du nombre d'habitants..... 24
Tableau II.12 : Valeurs de βmin en fonction du nombre d'habitants..... 25
Tableau II.13 : Récapitulatif de la variation de la consommation horaire..... 26
Tableau II.14 : Consommation horaire de la zone 1..... 27
Tableau II.15 : Consommation horaire de la zone 2..... 28

Tableau III.1 : Calcul de la capacité du réservoir d'alimentation de la zone 1..... 36
Tableau III.2 : Calcul de la capacité du réservoir d'alimentation de la zone 1 pour a = 17,5 % …..... 37
Tableau III.3 : Calcul de la capacité du réservoir d'alimentation de la zone 2 pour a = 17,5 % …….. 37
Tableau III.4 : Calcul de la capacité du réservoir d'alimentation de la zone 1 (cas complémentaire)..... 39

Tableau VI.1 : Débits nodaux et en conduite pour la zone 1 – cas de pointe..... 46
Tableau VI.2 : Débits nodaux et en conduite pour la zone 1 – cas Qmin..... 48
Tableau VI.3 : Débits nodaux et en conduite pour la zone 2 – cas de pointe..... 49
Tableau VI.4 : Débits nodaux et en conduite pour la zone 2 – cas Qmin..... 50
Tableau VI.5 : Débits nodaux et en conduite pour la Variante 2 – cas de pointe..... 51
Tableau VI.6 : Débits nodaux et en conduite pour la Variante 2 – cas Qmin..... 54
Tableau VI.7 : Caractéristiques des nœuds de la zone 1 (cas de pointe)..... 57
Tableau VI.8 : Caractéristiques des tronçons de la zone 1 (cas de pointe)..... 58
Tableau VI.9 : Caractéristiques des nœuds de la zone 1 (cas de pointe + incendie)..... 60
Tableau VI.10 : Caractéristiques des tronçons de la zone 1 (cas de pointe + incendie)..... 61
Tableau VI.11 : Caractéristiques des nœuds de la zone 1 (simulation Qmin)..... 63

Tableau VI.12 : Caractéristiques des tronçons de la zone 1 (simulation Qmin) 64
Tableau VI.13 : Caractéristiques des nœuds de la zone 2 (cas de pointe) 65
Tableau VI.14 : Caractéristiques des tronçons de la zone 2 (cas de pointe) 66
Tableau VI.15 : Caractéristiques des nœuds de la zone 2 (cas de pointe + incendie) 68
Tableau VI.16 : Caractéristiques des tronçons de la zone 2 (cas de pointe + incendie) 69
Tableau VI.17 : Caractéristiques des nœuds de la zone 2 (cas Qmin) 70
Tableau VI.18 : Caractéristiques des tronçons de la zone 2 (cas Qmin) 71
Tableau VI.19 : Caractéristiques des nœuds – Variante 2 (cas de pointe) 73
Tableau VI.20 : Caractéristiques des tronçons – Variante 2 (cas de pointe) 76
Tableau VI.21 : Caractéristiques des nœuds – Variante 2 (cas de pointe + incendie) …
Tableau VI.22 : Caractéristiques des tronçons – Variante 2 (cas de pointe + incendie) 81
Tableau VI.23 : Caractéristiques des nœuds de la zone 2 – Variante 2 (cas Qmin) 83
Tableau VI.24 : Caractéristiques des tronçons de la zone 2 (cas Qmin) 89

Tableau V.1 : Type du surpresseur 90
Tableau V.2 : Éléments du surpresseur 90
Tableau V.3 : Appareils et Qmin 91
Tableau V.4 : Débits en fonction du robinet R+25 93
Tableau V.5 : Débits en fonction du robinet R+20 95
Tableau V.6 : Débits en fonction du robinet R+15 97
Tableau V.7 : Débits en fonction du robinet R+10 101
Tableau VI.25 : Coefficients attribués aux appareils sanitaires 101
Tableau VI.26 : Coefficients attribués aux appareils sanitaires R+25 104
Tableau VI.27 : Choix des tuyaux d'alimentation 108
Tableau VI.28 : Appareils R+15 109
Tableau VI.29 : Appareils R+10 114
Tableau VII.1 : Prix des conduites 117
Tableau VII.2 : Volume de béton armé 118
Tableau VII.3 : Volume de coupole 118
Tableau VII.4 : Volume total du béton armé 119
Tableau VII.5 : Récapitulatif des volumes 120
Tableau VII.6 : Récapitulatif des volumes avec prix DA pour 5000 m³ 120
Tableau VII.7 : Paramètres 121
Tableau VII.8 : Récapitulatif des volumes pour 4000 m³ 121
Tableau VII.9 : Récapitulatif des volumes pour 4000 m³ avec prix DA 123
Tableau VII.10 : Volumes de déblai et lit de sable – Zone 1 124
Tableau VII.11 : Volumes de déblai et lit de sable – Zone 2 125
Tableau VII.12 : Volume total de déblai et lit de sable 126
Tableau VII.13 : Volumes des conduites pour la zone 1 127
Tableau VII.14 : Volumes de déblai, lit de sable et remblai avec prix – Zone 1 127
Tableau VII.15 : Volumes de déblai, lit de sable et remblai avec prix – Zone 2 128
Tableau VII.16 : Devis estimatif d'établissement du projet 129

Liste des figures

Figure I-1 : Image satellitaire du site des 65 000 logements AADL d'Affroun 5
Figure I-2 : Localisation de la commune d'Affroun dans la wilaya de Blida 5
Figure I-3 : Altitudes de la commune d'Affroun 6
Figure I-4 : Classification du climat en Algérie (ANAT, 2004) 7
Figure I-5 : Courbe de variation des précipitations mensuelles (1990–2016) 9
Figure I-6 : Différentes zones sismiques du nord de l'Algérie 10
Figure I-7 : Carte satellitaire – transfert des eaux de dessalement 14
Figure II-1 : Dotations en fonction des années 19
Figure II-2 : Consommation horaire – Zone 1 (POS n°1 Affroun) 29
Figure II-3 : Consommation horaire – Zone 2 (POS n°1 Affroun) 29
Figure II-4 : Courbe des débits cumulés – Zone 1 30
Figure II-5 : Courbe des débits cumulés – Zone 2 30
Figure III-1 : Courbe d'apport et consommation totale 36
Figure VI-1 : Schéma synoptique – Simulation Zone 1 (cas de pointe) 60
Figure VI-2 : Schéma synoptique – Simulation Zone 1 (cas de pointe + incendie) 62
Figure VI-3 : Schéma synoptique – Simulation Zone 1 (cas de Qmin) 65
Figure VI-4 : Schéma synoptique – Simulation Zone 2 (cas de pointe) 67
Figure VI-5 : Schéma synoptique – Simulation Zone 2 (cas de pointe + incendie) 69
Figure VI-6 : Schéma synoptique – Simulation Zone 2 (cas de Qmin) 71
Figure VI-7 : Schéma synoptique – Simulation Variante 2 (cas de pointe) 76
Figure VI-8 : Schéma synoptique – Simulation Variante 2 (cas de pointe + incendie) 81
Figure VI-9 : Schéma synoptique – Simulation Variante 2 (cas de Qmin) 85
Figure V-1 : Pompe Movitec 92
Figure V-2 : Courbes caractéristiques de la pompe Movitec 40B – R+25 92
Figure V-3 : Courbes caractéristiques de la pompe Movitec 40B – R+20 94
Figure V-4 : Courbes caractéristiques de la pompe Movitec VI – R+15 96
Figure V-5 : Courbes caractéristiques de la pompe Movitec VI/25 – R+10 98
Figure VI-10 : Abaque du diamètre intérieur minimal 102

Liste des planches :

Planche 01 : plan de réservoir projté 4000m^3.

Planche 02 : plan de réservoir projté 5000m^3 .

Planche 03 : Carnier des nœuds .

Planche 04 : Profil en long de la Zone 2.

Planche 05: Profil en long de la Zone 1.

Planche 06 : Plan réseau et accessoires AEP.

Introduction général

Le plan d'occupation du sol N°1 d'EL Affroun, située dans la wilaya de Blida, font partie du projet de la nouvelle ville du pôle urbain, ce qui implique la construction de nouvelles habitations et nouveaux équipements de tous genre répondant aux besoins et aux activités de la population. L'approvisionnement en eau étant important pour les agglomérations, nous réalisons cette étude dont le but est de concevoir un système d'alimentation en eau potable

Notre projet sera organisé en plusieurs chapitres afin de fournir une étude détailler. Tout d'abord, nous commençons par une introduction à la zone d'étude. En deuxième lieu, nous étudierons sur l'estimation des besoins en eau potable, Elle vise à quantifier la demande en eau afin d'assurer une couverture adéquate des besoins de la population. Le troisième chapitre abordera l'étude approfondie des réservoirs, concernent leur fonction, leur localisation, leur classification. Cette section sera suivie par la capacité du réservoir.
Le quatrième chapitre traitera spécifiquement de l'étude du réseau du distribution d'eau et définir les pressions et vitesses aux normes. Le cinquième chapitre sera dédié à l'étude de choix le type du surpresseur pour déférents nombre étages des bâtiments. Le sixième chapitre sera à l'étude du réseau vertical sera déterminer le diamètre vertical pour assurer la bonne pression au dernier étage. Enfin, résultera à l'élaboration d'un devis quantitatif et estimatif des différents travaux, permettant d'établir une vision financière global du projet.

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Introduction :

Avant d'engager un projet hydraulique, il est fondamental de bien analyser les particularités physiques du site d'implantation. Cette étape préliminaire joue un rôle clé dans la réussite du projet, car elle influence plusieurs choix déterminants. Elle permet notamment de sélectionner la solution technique la mieux adaptée aux conditions locales, de choisir les matériaux les plus résistants en fonction du sol et de l'environnement, et de prévoir les protections nécessaires pour garantir la durabilité des conduites.

I.1. Présentation de la zone d'étude

El Affroun est la ville carrefour par excellence puisqu'elle relie la capitale et la wilaya de Blida à celles limitrophes de Médéa ; Ain Defla et Tipaza avec, au sud, l'autoroute est/ouest, au nord la ligne ferroviaire Alger/Oran et enfin à l'ouest la route national 42 qui mène vers le littoral et en particulier vers la wilaya de Tipaza

Le centre urbain Affroun, situe dans la wilaya de Blida, est un projet de pôle urbain d'envergure, visant à accueillir environ 29176 logements en formule location-vente (AADL). Ce projet s'inscrit dans une dynamique de modernisation urbaine et d'amélioration des conditions de vie des habitants de la région.

Source Centre D'Etude et de Réalisation En Urbanisme de Blida(URBAB)



Figure I-1 : Représentation de Pos N1La zone d'étude AFFROUN (Source URBAB BLIDA**)**



Figure I.2 : image satellitaire du site des65000 logements AADL de AFFROUN.
(Arc gis Earth, 4/05/2025)

I.2. Situation géographique :

la commune d'El Affroun est située à l'ouest de la wilaya de Blida, à environ 18 km à l'ouest de Blida , à environ 69 km au sud-ouest d'Alger et à environ 39 km de Médéa.

Les coordonnées géographiques de Affroun sont approximativement 36° 28′ 26″ N de l'altitude et 3° 37′ 19″ E de longitude

La figure suivante représente la localisation de la commune Affroun dans la wilaya de Blida :

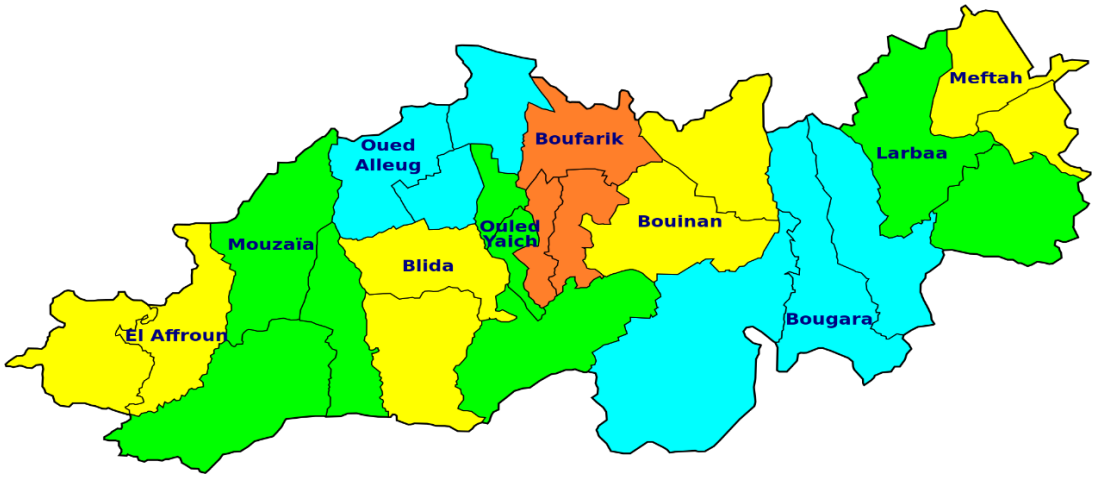


Figure I.2 : localisation de la commune de Affroun dans la wilaya de BlIDA

I.3. Situation topographique :

Localisation. La commune d'El Affroun est située à l'ouest de la wilaya de Blida, à environ 18 km à l'ouest de Blida, à environ 69 km au sud-ouest d'Alger et à environ 39 km de Médéa

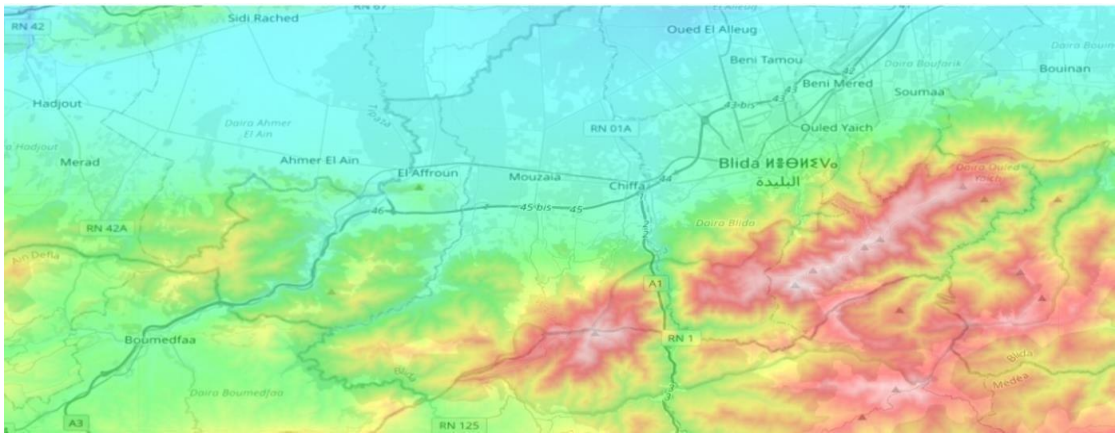


Figure I_3 : La figure suivante représente les altitudes de la commune Affroun

I.4. Situation hydrogéologique

L'hydrogéologique de notre zone (affroun) détermine la présence d'une nappe aquifère d'une profondeur moyenne varient de 15 à 25 m, et elle est alimentée par :

- Infiltration des eaux de pluie ;
- Infiltration des eaux des Oueds.

I.5. Situation hydrographie

La commune d'EL AFFROUN est située dans le bassin d'Oued Bouroumi et Oued Djer. Ces bassins prennent en charge la majorité des eaux usées et pluviales de la commune d'El affroun

(Source URBAB BLIDA)

I.6. Climat

À El Affroun, les étés sont courts, très chaud, humide, sec et dégagé dans l'ensemble et les hivers sont long, frisquet et partiellement nuageux. Au cours de l'année

La figure suivante représente les classifications du climat en Algérie, selon l'Agence Nationale de l'Aménagement du Territoire (ANAT).

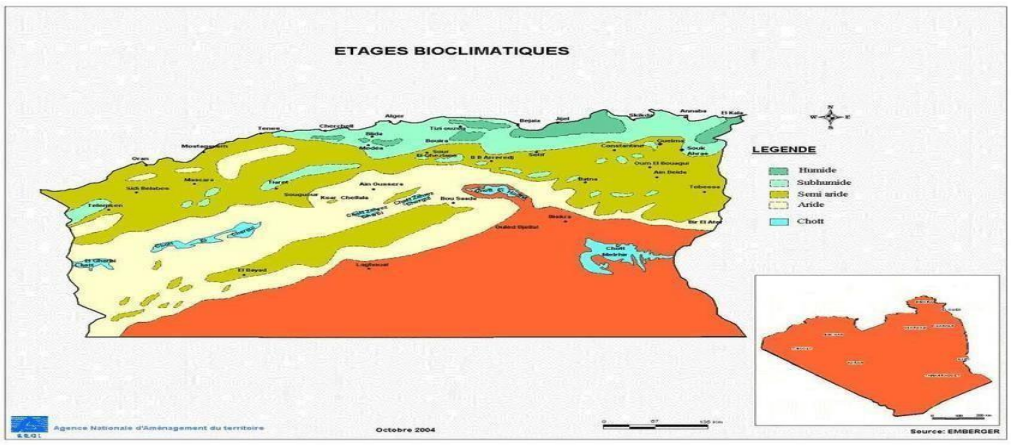


Figure I.4 : Classification du climat en Algérie (ANAT,2004).

I_7Température

La température est parmi les facteurs à prendre en considération, car elle a une influence importante sur la viscosité de l'eau.

Les observations effectuées à la station de Dar El Beida sont les plus complètes et les plus régulières. Elles sont représentatives de la Mitidja orientale.

Tableau I.1 : répartition mensuelle de la température de la Mitidja orientale (1980-2010).

mois	Sep	Oct.	Nov.	Déc.	Jan	Fév.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juil.	Aout	Moyenne interannuelle
Moye (°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
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
Max (°C)	29,54	26,04	20,88	18,1	16,66	18,2	19,2	20,7	23,66	28	31,4	32,12	23,72

(Source ANRH Blida ;2025)

L'année se divise en deux principales périodes climatique. La saison froide s'étend de novembre à avril, avec des températures particulièrement basses en janvier et février, ou la moyenne mensuelle descend jusqu'à 5. 1°C.La seconde période, plus chaude, va de mai à octobre ; les températures y sont nettement plus élevées, notamment en juillet et en août, où elles dépassent les 32 °C en moyenne.

I_8_Pluviométrie

D'après les relevés de la station météorologique de soumaa, les précipitations se caractérisent par leur irrégularité, avec des épisodes parfois très intenses.

Le tableau I.2 ci-dessous illustre les moyennes mensuelles des précipitations enregistrées sur une période de 26 ans, de (1990-2016).

mois	**Sep**	**Oct.**	**Nov.**	**Déc.**	**Jan**	**Fév.**	**Mars**	**Avr.**	**Mai**	**Juin**	**Juil.**	**Aout**	**Total**
P (mm)	30,2	59,2	93,5	89,8	110,7	84,1	69	65,9	54,2	6,4	1,7	7,7	672,4
P (%)	4,49	8,8	13,91	13,36	16,46	12,51	10,26	9,8	8,06	0,95	0,25	1,15	100

ANRH Blida, 2025

- ✓ Le tableau **I.2** met en évidence une répartition inégale des précipitations au cours de l'année. La répartition des précipitations au cours de l'année révèle une forte concentration des pluies entre les mois d'octobre et avril. Le mois de janvier enregistre un maximum avec 110,7 mm, soit plus de 16% du total annuel. En revanche, la période estivale, en particulier de juin à aout, se caractérise par une sécheresse marquée, avec des précipitations mensuelles très faibles, voir quasi inexistantes. Cette répartition irrégulière est caractéristique des régions a climat semi-aride, ou les pluies, souvent brèves mais abondantes, alternent avec de longues phases de sécheresse. Ce contraste apparait clairement dans la courbe suivante :

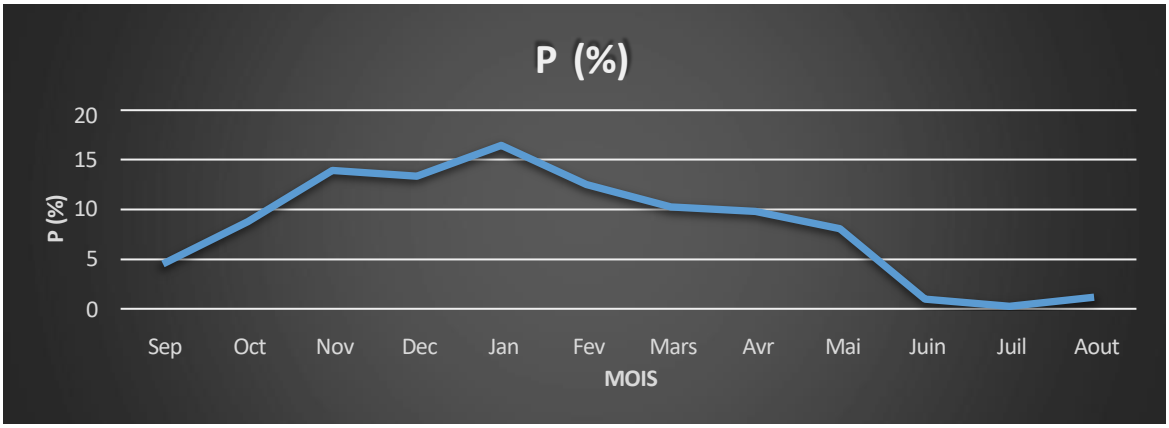


Figure I.5 : Courbe de la variation du pourcentage des précipitations moyennes mensuelles (P%) de 1990 à 2016

I_9_Humidité

D'après les données fournies par l´ANRH de Blida, le taux d'humidité relative de l'air dans le pôle urbain AFFROUNE oscille généralement 68**%**. Ce niveau d'humidité, relativement élevé, reflet une saturation importante de l'air en vapeur d'eau.

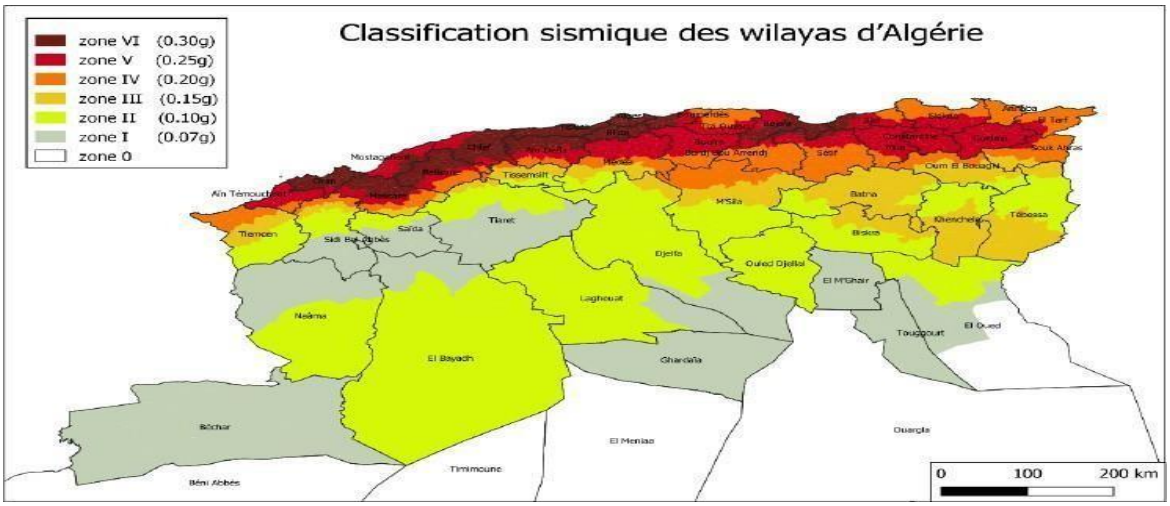
I_10 Sismicité

Le territoire national est divisé en sept (07) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité, Figure (I.6), et l'Annexe A qui précise cette répartition par wilaya et par commune, soit :

Sismicité	Zone
Très faible	0
Faible	I
Faible à moyenne	II
Moyenne	III
Moyenne à élevée	IV
Elevée	V & VI

La zone d'étude se trouve au-dessus d'une faille tectonique qui délimite le continent africain du continent européen, ce qui la rend géologiquement instable. D'après les informations fournies par les Règles Parasismiques Algériennes (RPA-2024), cette zone est classée dans la catégorie VI, correspondant à une zone de sismicité élevée.

La figure ci-dessous illustre les différentes zones sismiques dans le nord de l'Algérie :



La figureI_7 : représente les différentes zones sismiques dans le nord de l'Algérie

I_11 _Situation Hydraulique

TableauI_3 : les forages El Affroun-Oued Djer

(Source URBAB Blida)

Commune	Nom du forage	COORDONNEES WGS1984 UTM FUSEAU 31N		
		X (m)	Y (m)	Z (m)
EL AFFROUNE-OUED DJER	F4 bis	467 523.97	4 038 462.91	79
	F7 ter	466 696.52	4 040 792.43	67
	F1 bis	466 703.53	4 040 008.52	71
	F2 ter	466 442.80	4 039 835.62	71
	F3 bis	467 478.24	4 038 005.58	81
	F5 bis	467 412.18	4 038 760.61	77
	F9	466 976.01	4 040 884.51	68
	F8	467 112.44	4 040 613.31	68
	F10 bis	466 140.81	4 041 008.53	67
	F12	465 659.03	4 039 798.23	74
	F1 Bouroumi	468 728.22	4 036 912.33	93
	F13	470 087.53	4 041 649.80	60
	F14	469 831.80	4 041 618.82	61
	F15	469 268.63	4 041 466.53	62
	F16	468 773.70	4 041 553.70	61
	F17	469 489.37	4 042 863.85	57

	F18	470 300.10	4 041 386.19	60
	F6 ter	466 314.21	4 040 365.31	69
	F19 El Affroun	466 985.71	4 041 144.80	67

La commune d'El Afroun est alimentée en eau potable, principalement, à partir des forages implantés au Nord de la ville.
Les réservoirs de stockage et de transit R500+2x500 m3 (Ancien et nouveau) reçoivent l'eau, directement, de :

- 3 forages (F3bis, F4bis et F5bis), via conduite DN160 et DN300 PEHD.

- 6 forages (F13, F14, F15, F16, F17 et F18), via conduite DN400 PEHD.

- 7 forages (F1bis, F2ter, F6ter, F7ter, F8, F9 et F10), en passant par le réservoir R200m3 et station de pompage de Bouaza Djelloul pour les trois premiers forages. Conduite de collecte principale DN400 PEHD.
- Forages : F19 de Bouhassen et F12 d'Oued Hmidène comme renforcement.

De ces réservoirs, l'eau est pompée dans deux directions :

1. Vers les réservoirs R5000+R2000 m3 de la ville d'El Afroune, via une conduite DN400 FT.
2. Vers le réservoir R2000+R1000 m3 du POS07, via une conduite DN500 PEHD

Les réservoirs R5000+R2000 m3 assure la distribution vers le chef-lieu d'El Afroune via conduite DN315 PEHD, et en même temps, ils transfert l'eau vers plusieurs directions :

- Le réservoir R3200 m3 d'El Afroune, par gravité, conduite DN300 AC raccordée à la conduite maitresse de distribution. Actuellement, ce réservoir est désaffecté.
- Le château d'eau CH200 m3 de Bouroumi, par gravité via conduite DN110 PEHD. Cet apport en eau est considéré renforcement, car le centre Bouroumi a son propre forage le F1, raccordé au château d'eau avec une conduite DN110 A.
- Le réservoir R5000 m3 de l'université, par pompage, conduite DN500 PEHD.
- Les réservoirs R2000+R1000 m3 du POS07, par pompage, conduite DN315 PEHD.
- Les réservoirs R400+R500 m3, par pompage, conduite DN315 PEHD.

Tableau I_5 : Bessoins pour déférent zone de Blida

Zones de Blida	HORIZONS								
	2024			2030			2050		
	M3/jour								
	Besoins	Production	Déficit	Besoins	Production	Déficit	Besoins	Production	Déficit
EST BLIDA	171 927	89 831	**-82 096**	217 234	89 831	**-127 403**	323 260	89 831	**-233 429**
OUEST BLIDA	45 291	21 454	**-23 837**	55 661	21 454	**-34 207**	87 699	21 454	**-66 245**
BLIDA-BOUAFA-OULED YAICH	101 412	62 825	**-38 587**	127 134	62 825	**-64 309**	203 671	62 825	**-140 846**

N.B :

- EST BLIDA : Bouinan-Soumaa-Meftah et Djebabra-Ouled Slama-Boufarik-Larbaa-Bougara
- OUEST BLIDA : Chiffa-Mouzaia-Ain Roumana-El Affroun et Oued Djer.

Le total de déficit pour les 03 zones de Blida, avec les mêmes communes citées plus haut, sont données, ci-dessous :

Tableau I_5 : Evolution du déficit en eau, entre 2024 et 2050, des communes ayant le déficit le plus élevé :

CLASSEMENT PAR GROUPE DE COMMUNES AYANT LE PLUS FORT DEFICIT EN EAU	DEFICIT AUX DIFFERENTS HORIZONS		
	2024	2030	2050
SITUEES A L'EST BLIDA	-82 096	-127 403	-233 429
SITUEES A L'OUEST BLIDA	-23 837	-34 207	-66 245
SITUEES AU CENTRE DE BLIDA	-38 587	-64 309	-140 846

RESSOURCES EN EAU POTANTIELLES POUR REPONDRE AUX BESOINS DES COMMUNES DEFICITAIRES EN EAU :

Actuellement, la wilaya de Blida consomme de l'eau potable à partir des forages, réparties généralement au nord des communes de la Metidja.

Une partie des eaux est survenue des sources et captages situés aux différents endroits du piémont de Blida.

Une autre quantité d'eau, de dessalement, est arrivée de l'extérieur de la wilaya, précisément, des réservoirs de Mehalma (SP3) de la wilaya d'Alger, située à 17 km de la station de Beni Tamou. L'eau se déverse dans les réservoirs existants R10000 et R2x2000 m3.

Avec l'augmentation exponentielle des besoins en eau actuels de la wilaya et les ceux établis à partir des estimations pour le futur (horizon 2050), et ajouter à ces facteurs la baisse significative de la production à partir des forages, il est impératif de chercher d'autres ressources, de l'extérieur de la wilaya de Blida, pour parvenir à ces besoins pressants. Le recours à l'eau de dessalement est une solution très intéressante du point de vue qualité et quantité et le positionnement géographique de la wilaya par rapport à la mer méditerranée.

L'état est déjà investi dans ce domaine ou deux usines installées, à Fouka, au bord de mer, d'une capacité totale de (120 000 + 300 000) m3/jour.

La partie Est de Blida est pris en charge par les autorités dans le cadre d'un plan régional ou un réseau de conduites et ouvrages est en cours de réalisation pour faire arriver l'eau de Mahalma jusqu'au réservoirs de stockage des communes concernées de Blida. Il s'agit des communes de suivantes : Bouinan, Bougara, Chebli, Ouled Slama, Larbaa, Meftah, Soumaa et Guerrouaou.

Une quantité d'eau de 80 000 à 100 000 m3/jour est prévue pour ces communes, après l'achèvement des travaux.

Pour les communes de l'ouest de Blida, il a été pris en charge dans cette étude ou un deuxième réseau et d'ouvrages sont projetés pour faire véhiculer une quantité de 60 000 m3/jour de Mehalma jusqu'au réservoirs d'El Affroun et en alimentant, au cours de route, en réseau secondaire, les réservoirs et château d'eau de Chiffa et Mouzaia.

Les 60 000 m3/jour sont destinés pour alimenter la ville nouvelle d'El Affroun (estimée à 45 000 logements), située au sud de la ville.

Par contre, le déficit en eau des communes de l'Ouest de Blida estimé actuellement (2024) à 23 837 m3/jour sera assuré à partir du barrage El Moutakbal (8 000 m3/jour) et des forages. Les eaux du barrage seront traitées et acheminées jusqu'aux réservoirs d'El Affroun et Mouzaia.



Figure I_8: tracé sur carte satellitaire du transfert des eaux de dessalement vers les communes de l'ouest de Blida

CONCLUSION :

Avant d'initier un projet d'alimentation en eau potable, il est essentiel d'avoir une connaissance précise des caractéristiques propres au site concerné. Dans ce premier chapitre, nous nous sommes penchés sur l'étude détaillée des aspects géographiques, climatiques, géologiques et hydrauliques du centre urbain d'Affroun.

Ce secteur, actuellement en pleine expansion urbaine, présente à la fois des opportunités et des contraintes techniques. La présence de nappes phréatiques, une topographie favorable et l'existence de réseaux hydrographiques déjà en place constituent des atouts majeurs pour la mise en œuvre d'un système d'approvisionnement en eau efficace. Cependant, la pression exercée par les périodes de sécheresse, couplée à une demande croissante en eau, impose une gestion rigoureuse des ressources. Cela justifie le recours à des solutions modernes, telles que l'installation d'une station de dessalement, pour assurer la durabilité du service.

Chapitre II

Estimation des besoins en eau.

Introduction :

Le dimensionnement du réseau d'alimentation en eau potable est pour le but de la quantité Importent pour satisfaire les besoins d'agglomération avec une précision. Dans ce chapitre exprimer les besoins en eau potable d'ADAAL de la nouvelle ville Affroune pos N1.

II.1. Répartition de la population :

Selon le Centre d'Etudes et de Réalisation en Urbanisme de BLIDA (URBAB BLIDA)

Le POS N° 01 Affroun à l'horizon future est 30ans.

Tableau II_1 : Représente le calcul de nombre d'habitant à partir nombre logement de POS N°1 AFFROUN. **Source (URBAB Blida)**

La zone	Nombre logement (2050)	Application	Nombre habitant
1 au-dessous autoroute	16428 LOG .	16428*6	98568 hab.
2 au-dessus autoroute	12748 LOG .	12748*6	76488 hab.
POS N1	29176.	29176*6	175056 hab.

Soit un taux d'occupation de 6 habitants par logement en moyenne pour tous les habitats proposés

Source (URBAB Blida)

II.2 Consommation moyenne journalière :

La consommation moyenne journalière désignée par $\mathbf{Q_{moy}}$ est donnée par la formule suivant :

Qmoy j = dot *Ni /1000…..... (II.1)

Avec :

- **Q moyj** : consommation moyenne journalière en m3/j.
- **D** : dotation journalière en l/j/cons.
- **Ni** : nombre de consommateurs.

II.2.1 Calcul des besoins en eau pour chaque catégorie de consommateur :

Nous sommes confrontés à divers besoins, à savoir :

a) Exigences domestiques : Cela concerne les besoins des foyers, comme l'usage de l'eau pour la consommation. Préparation des repas, nettoyage de la vaisselle, entretien de la literie, prises de douches et arrosage des jardins. L'évolution des installations sanitaires et les comportements de la population influent sur les besoins domestiques.

b) **Exigences de santé** : Elles se réfèrent à l'usage de l'eau pour : le nettoyage des sols, la baignoire, la douche, les toilettes... et ainsi de suite.

c) **besoins de la communauté** : C'est une quantité d'eau destinée à : le lavage des marchés, le nettoyage des caniveaux, l'hôpital, la mairie, la banque, les PTT... etc.

II.2.1.1 Les besoins en eau domestique :

D'après le Plan National de l'Eau (PNE) de l'Algérie : L'évaluation habituelle du volume d'eau requis pour nourrir une agglomération se fait en fonction du type de consommateur, qui peut être : en litres par habitant par jour, ou par carré.

en termes de superficie de végétaux, en mètres cubes, en tonnes de production, par animal, par moyen de transport, etc.
La consommation est influencée par divers facteurs tels que : Le niveau de vie des habitants ; La densité de la population ; L'expansion urbaine de la cité ; La disponibilité de la ressource ;Les pratiques courantes de la population.

Tableau II.2 : typologie agglomérations / strates de population.

TYPOLOGIE AGGLOMERATIONS / STRATES DE POPULATION	
DESIGNATION	CARACTERISTIQUE
Les métropoles à statut particulier de délégation (SPE)	Alger ; Oran ; Constantine ; Annaba
Les métropoles	villes de plus de 300.000 habitants
L'urbain dit « supérieur »	100.000 < pop. < 300.000 habitants
L'urbain	**20.000 < pop. < 100.000 habitants**
Semi urbain	5.000 < pop. < 20.000 habitants
Semi rural	3.000 < pop. < 5.000 habitants
Rural aggloméré	600 (100 unités d'habitation) < pop. < 3.000 habitants

Rural éparse	population inférieure à 600 habitants (100 unités d'habitation).

Source PNE

Tableau II-3 : Résultat de Type d'agglomération pour Pos N1.

La Zone	Type agglomération
POS N1	Urbain Sup

Tableau II-4 : les dotations en fonction type agglomération.

EVOLUTION DOTATIONS UNITAIRES DOMESTIQUES (en l/j/hab)	HYPOTHESE TENDANCIELLE				
	Gestion par l'offre		Gestion par la demande		
HORIZON	2010	2015	2020	2025	2030
Métropoles à statut particulier de délégation (SPE)	100	105	110	115	120
Métropoles	90	95	100	110	120
Urbain supérieur	85	85	90	100	110
Urbain	80	85	90	100	110
Semi urbain	80	80	85	90	100
Semi rural	75	80	85	90	100
Rural aggloméré	70	75	80	85	90
DOTATION MOYENNE PONDEREE de la population agglomérée	**82**	**85**	**90**	**98**	**107**
Eparse	60	60	60	60	60

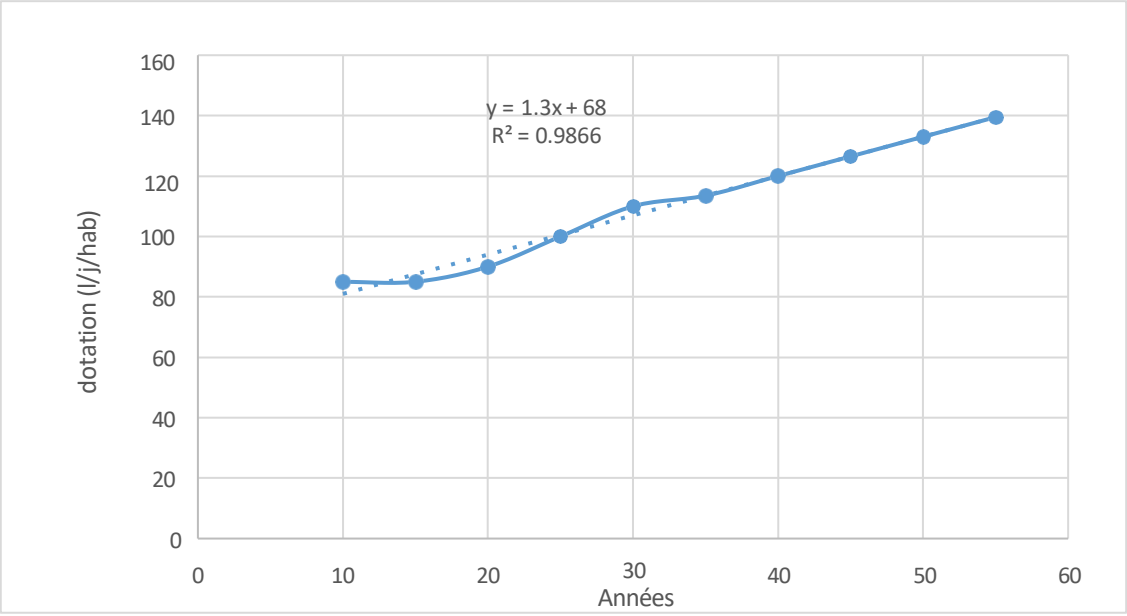


Figure II_1 : représente la dotation en fonction les années.

Remarque : on remarque que 2055 ne mentionne pas dans ce tableau donc :

Tableau II_5 : représente la dotation en fonction les années.

Années	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55
Dotation(l/j/hab)	85	85	90	100	110	114	120	127	133	140

Avec HYPOTHESE TENDANCIELLE de région nord, de ce fait la norme de dotation de la zone 1 de pos 1 Affroun est 140l/j/hab.

Remarque : dans ce chapitre on divése le pos 1 à deux zone avec la même dotation de Pos 1

Tableau II-5 : Résultat de dotation pour les deux zones.

La Zone	Type agglomération	Dotation (l/j/hab.) en 2025
1	Urbain	140
2	Urbain	140

Avec utilisation la formule II-1 on obtient :

Tableau II-6 : Résultat de Consommation moyenne journalière nette pour les deux zones

La Zone	Type de besoins	Effectif	Unité	Dotation moyenne (L/J/Unité)	Consommation moyenne journalière nette(M3/J)
1	Domestiques	98568	Habitant	140	13799.52
2	Domestiques	76488	Habitant	140	10708.32

II.2.1.2 Besoins des autres catégories de consommation à l'horizon de 2055 :

Tableau II - 7 : besoins des autres catégories de consommation à l'horizon de 2055

Type de besoins	Equipement **La Zone 1**	Effectif **La Zone 1**	Equipement **La zone 2**	Effectif **La Zone** 2	Unité	Dotation moyenne **La Zone 1** (L/J/Unité)	Dotation moyenne **La Zone 2** (L/J/Unité)	Consommation Moyenne journalière nette **La Zone 1** (m3/j)	Consommation Moyenne journalière nette La Zone2 (m3/j)
Scolaires	**23 Ecole Primaires**	9200	**15ecole**	5200	Élève	20	20	184	104
	8 Ecole moyenne	6440	**5CEM**	4025	Élève	20	20	128,8	80,5
	Ecole coranique	50	/	/	Élève	20	/	1	
	4 Lycée	4800	**2 Lycée**	2400	Élève	20	20	96	48
	2 mosquées	1600	/	/	Fidel	20	20	32	
	crèche	100	**2Créche**	200	enfant	20	20	2	4
Administratifs	**APC**	50	/	/	Employé	15	/	0,75	
	Sonal gaz	30	/	/	Employé	10	/	0,3	
	Agence PTT	15	**2 PTT**	30	employé	20	20	0,3	0,6
	Poste	40	/	/	Employé	10	/	0,4	
	ADE	20	/	/	Employé	15	/	0,3	
	Assurance	20	/	/	Employé	10	/	0,2	
	Bank	20	/	/	Employé	10	/	0,2	

	Alger Telecom	50	/	/	Employé	10	/	0,5		
	Gendarmerie	60	/	/	officier	10	/	0,6		
	/		**Protection Civil**	50		/	10		0,5	
santé	**Centre de santé**	30	**Centre de santé**	30	patient	5	5	0,9	0,9	
	/		**Marché couvert**	40	employé		10		0,4	
	/									
	Total								**448.25**	**238.9**

Source : Alimentation en eau potable des agglomération, B. SALAH, 2014. URBAB BLIDA.

II.3- Fuites et gaspillage :

Il arrive parfois que des fuites d'eau considérables se produisent dans le réseau. Elles ont lieu principalement sur les raccordements spécifiques. La détection des fuites est une tâche délicate. Les besoins en eau brute en question des différents horizons ou bien le volume à capter :

$$Vtot = Kf \times Qmoy\ j \quad \text{..... I.2}$$

Kf = 1/rendement ……II.3

Tableau II - 8 : récapitulation de calcul consommation moyenne journalière total

La Zone	Besoins domestiques	Besoins autre Catégorie	Consommation moyenne journalière (m3/j)	Kf	consommation moyenne journalière tôt (m3/j)
1	13799.52	448 .25	14247.77	1/80 1.25	17809.71
2	10708.32	238.9	10947.22	1.25	13684.025

Remarque : pour un nouveau projet on prend Kf =1/80

Source URBAB Blida

II.4 Etude des variations de la consommation

Avant tout projet, il est important de comprendre le régime de consommation de

L'agglomération, qui nous donnera un aperçu du fonctionnement de tous les éléments du système d'alimentation en eau potable ainsi que de leur dimensionnement.

La quantité d'eau potable n'est pas constante et a des maximums et des minimums. Il présente des coefficients d'irrégularité. K max, j et K min, j, respectivement.

II.4.1 La consommation maximale et minimale journalière :

Le graphique de consommation probable est nécessaire pour projeter un régime de travail d'un système d'alimentation en eau. Au cours d'une année, il y a une journée où la consommation est la plus élevée et une journée où elle est la plus faible.

Nous pouvons calculer un rapport par rapport à la consommation moyenne journalière calculée, indiquant combien de fois la consommation maximale est supérieure à la consommation moyenne, Le coefficient d'irrégularité journalière maximum est connu sous le nom de Max, qui tient compte de la variation de consommation.

De même, il existe un coefficient appelé coefficient minimum d'irrégularité journalière et noté Kmin, j. Il indique combien de fois la consommation est inférieure à la consommation moyenne.

$$Q\,maxj = Qmoyj \times K\,maxj \quad \textbf{I. 4}$$

$$Q\,minj = Qmoyj \times Kminj \quad \textbf{II. 5}$$

Avec :

- **Q moye :** débit moyen journalier (m^3/j).
- **Q max :** débit maximum journalier (m^3/j).
- **Q min :** débit minimum journalier (m^3/j).
- **K max :** varie entre 1.1 à 1.3
- Dans notre cas on prend : $\mathbf{K_{max,\,j} = 1,3.}$
- **K min :** varie entre 0,7à 0,9
- Pour notre cas nous prenons $\mathbf{K_{min,\,j} = 0,9}$

Tableau II. 9 : Récapitulatif des débits journalières Q moy, Qmax, Q min

Affroun	Qmoy,j (m3/j)	Kmax,j	Qmax,j (m3/j)	Kmin,j	Qmin,j
Zone 1	17089.71	1,3	22216.623	0.9	15380.73
Zone 2	13684.025	1.3	17789.232	0.9	12315.62

II.4.2 Etude les variations des débits horaires :

II.4.2.1 Débit moyen horaire :

Le débit moyen horaire est obtenue quant en considérant la consommation de la journée la plus charger (Max) devisé par 24 heures.

Pour la Zone 1 :

$$Qmoyh = \frac{Q\ max}{24} = 925.69 \mathbf{m^3/h} \text{ .....} \text{I-4}$$

Pour Zone 2 :

$$Qmoyh = \frac{Q\ max}{24} = 741.21 \mathbf{m3/h} \text{ .....} \mathbf{I\text{-}5}$$

II.4.2.2 Consommation maximale horaire :

Elle est représentée par le coefficient d'irrégularité maximale horaire (Kmax h) qui représente L'augmentation de la consommation horaire pour la journée la plus chargée dans l'année. Il Tient compte de l'accroissement de la population ainsi que du régime de travail de l'industrie. Ce coefficient est donné par :

K maxh = αmax* βmax..... **I-6**

- αmax : tient compte du type des conditions de vie et du régime de travail des Populations locales, varie entre 1.1 et 1 4. Dans notre cas on prend αmax =1.222
- Bmax : Dépend du développement démographique, selon le tableau suivant :

La ville Qmoy,j (m3/j) Kmax,j Qmax,j (m3/j) Kmin,j Qmin,j

Tableau II - 10 : les valeurs de βmax en fonction du nombre d'habitant

Nombre d'habitants	1000	1500	2000	10000	20000	30000	50000	100000
β max	2	1,8	1,5	1,3	1,2	1,15	1.1	1.1

Par un calcul d'interpolation on trouve :
$\boldsymbol{\beta_{max}}$ = **1**. 1

Le calcul du débits maximal horaire se fait par le biais de la formule suivante :

Qmaxh = Qmoyh *Kmaxh.....I-7

Q_{maxh} : Débit de consommation maximum horaire
- Kmax h : Coefficient d'irrégularité maximum horaire

- $Q_{moye\ h}$: Débit moyen horaire.

II-4-2-3 Consommation minimale horaire

Le débit minimale horaire est définie comme étant le débit minimal consommée pendant une Heure de la journée. Il est caractérisé par un coefficient d'irrégularité minimal horaire $K_{min,h}$. L'intérêt par le calcul du débit minimal est de connaitre la gamme de conduite avec pression Nominale adéquate.
Ce coefficient dépend de deux caractéristiques de l'agglomération étudiée α_{min} et β_{min}.
Avec :
- Le coefficient α_{min} : tient compte du régime de travail des entreprises et industries, du Degré du confort des habitants et leurs habitudes.

$\alpha_{min} = 0.4 \div 0.6$

Pour notre cas on prend : $\alpha_{min} = 0.6$

Le coefficient β_{min} : tient compte du nombre d'habitant de l'agglomération. Ses valeurs Sont données par le tableau suivant :

Tableau II - 11 : les valeurs de βmin en fonction du nombre d'habitant

Nombre d'habitants	1000	1500	2000	10000	20000	30000	50000	100000
β max	2	1,8	1,5	1,3	1,2	1,15	1.1	1.1

Par un calcul d'interpolation on trouve :

$\boldsymbol{\beta_{min}}$ = 0,7
Le calcul du débits maximal horaire se fait par le biais de la formule suivante :
Qminh = Bminh *Qmoyh
Avec :
- $Q_{min\ h}$: Débit de consommation minimum horaire
- $K_{min\ h}$: Coefficient d'irrégularité minimum horaire
- $Q_{moy\ h}$: Débit moyen horaire.

En ayant le débit moyen horaire, et après avoir donné une valeur aux coefficients, les résultats Sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau II - 12 : récapitulatif de la variation de la consommation horaire

Affroune	Qmoy h (m3/h)	Kmax h	Qmax h (m3/h)	Kmin h	Qmin h (m3/h)
Zone 1	925.69	1.1*1.222	1244.31	0.6*0.7	388.78
Zone 2	741.21	1.1*1.222	996.19	0.6*0.7	311.30

II.4.2.4 Evaluation de la consommation horaire

Le débit horaire d'une agglomération varie selon son importance. Ce tableau montre les différentes allures de courbe de consommation en fonction de la population et représente la variation des débits horaires d'une journée en fonction du nombre d'habitants. Chaque palier de la courbe correspond à une consommation supposée constante par heure. Si la population est importante, les pourcentages indiquant les différences de consommation d'une heure à l'autre sont très faibles. Ceci est dû au fait que si la consommation industrielle est plus importante que la consommation domestique dans une agglomération, les consommations moyennes et maximales s'approchent l'une de l'autre, ce rapport diminue, mais si l'inverse s'observe, ce rapport augmente.

La valeur maximale ou minimale (Kmax h et Kmin h). Le pourcentage de variation des débits horaires par rapport au débit maximal journalier de l'agglomération est exprimé en pourcentage %. Dans notre exemple, nous avons une population qui se situe entre 50001 et 100000 habitants pour 2055 pour la zone 1 de la nouvelle ville Affroun ADAAL

La formule suivante donne le débit horaire demandé pour chaque type de consommateur

$$\boldsymbol{Qh} = \boldsymbol{P}\,(\%) \times \boldsymbol{Qmaxj}/\mathbf{100} \quad \text{..... I-8}$$

Avec :

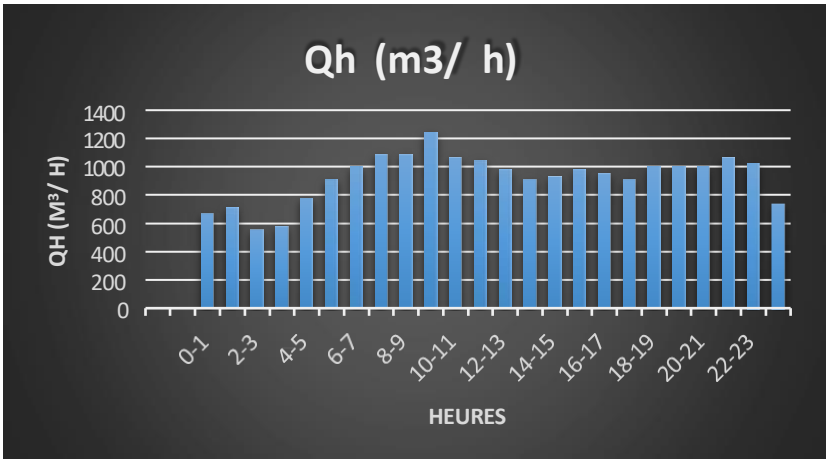
- **Qh** : débit horaire nécessaire
- **P (%) :** pourcentage horaire

Tableau II - 13 : la consommation horaire de la zone 1

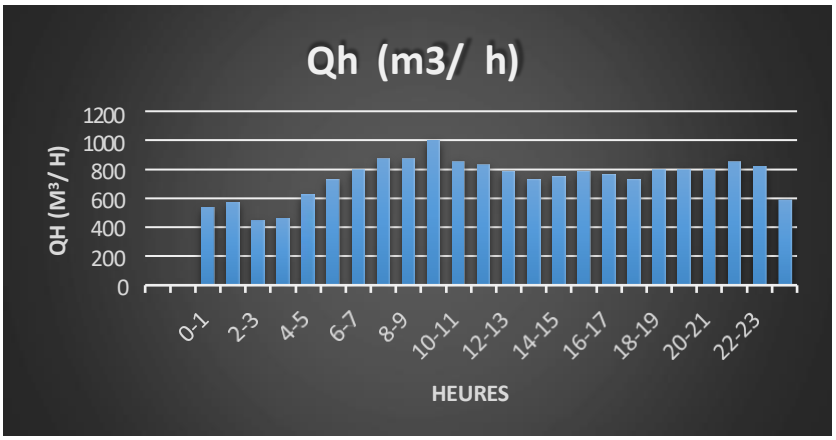
Heures	Ch. (%)	Qh (m^3/ h)	Ch. cumulé (%)	Qh cumulé (m^3/ h)
0-1	3	666,49	666,49	3
1-2	3,2	710,9	1377,43	6,2
2-3	2,5	555,41	1932,84	8,7
3-4	2,6	577,63	2510,47	11,3
4-5	3,5	777,58	3288,06	14,8
5-6	4,1	910,88	4198,94	18,9
6-7	4,5	999,74	5198,68	23,4
7-8	4,9	1088,61	6287,30	28,3
8-9	4,9	1088,61	7375,91	33,2
9-10	5,6	1244,13	8620,04	38,8
10-11	4,8	1066,39	9686,44	43,6
11-12	4,7	1044,18	10730,62	48,3
12-13	4,4	977,53	11708,16	52,7
13-14	4,1	910,88	12619,04	56,8
14-15	4,2	933,09	13552,14	61
15-16	4,4	977,53	14529,67	65,4
16-17	4,3	955,31	15484,98	69,7
17-18	4,1	910,88	16395,86	73,8
18-19	4,5	999,74	17395,61	78,3
19-20	4,5	999,74	18395,36	82,8
20-21	4,5	999,74	19395,11	87,3
21-22	4,8	1066,39	20461,50	92,1
22-23	4,6	1021,96	21483,47	96,7
23-24	3,3	733,14	22216,623	100
Total	100	22216,62		

Tableau II - 14 : la consommation horaire de la zone 2 :

Heures	Ch (%)	Qh (m^3/ h)	Ch. cumulé (%)	Qh cumulé (m^3/ h)
0-1	3	533,67	533,67	3
1-2	3,2	569,25	1102,93	6,2
2-3	2,5	444,73	1547,66	8,7
3-4	2,6	462,52	2010,18	11,3
4-5	3,5	622,62	2632,80	14,8
5-6	4,1	729,35	3362,16	18,9
6-7	4,5	800,51	4162,68	23,4
7-8	4,9	871,67	5034,35	28,3
8-9	4,9	871,67	5906,02	33,2
9-10	5,6	996,19	6902,22	38,8
10-11	4,8	853,88	7756,10	43,6
11-12	4,7	836,09	8592,19	48,3
12-13	4,4	782,72	9374,92	52,7
13-14	4,1	729,35	10104,28	56,8
14-15	4,2	747,14	10851,43	61
15-16	4,4	782,72	11634,15	65,4
16-17	4,3	764,93	12399,09	69,7
17-18	4,1	729,35	13128,45	73,8
18-19	4,5	800,51	13928,96	78,3
19-20	4,5	800,51	14729,48	82,8
20-21	4,5	800,51	15529,99	87,3
21-22	4,8	853,88	16383,88	92,1
22-23	4,6	818,30	17202,18	96,7
23-24	3,3	587,04	17789,232	100
Total	100	17789,232		



La figureII_2 représente la consommation horaire pour la zone 1 POS N)1 AFFROUN .



La figure II_3 représente la consommation horaire pour la zone 2 POS N)1 AFFROUN .

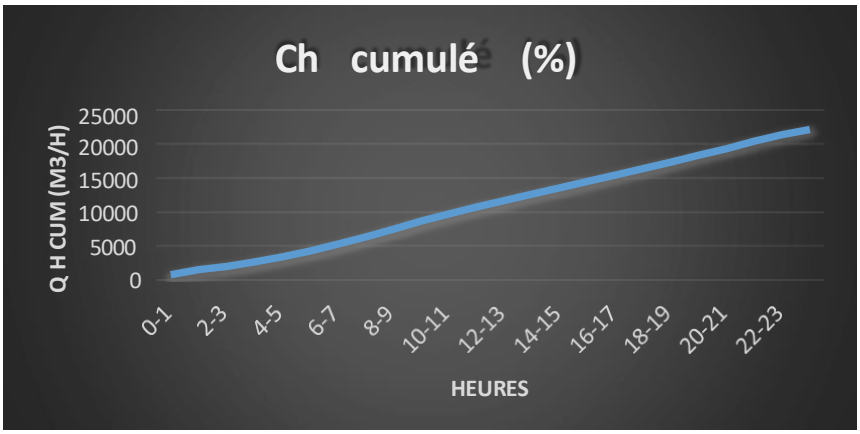


Figure II.4 : Courbe des débits cumulés du zone 1 pos N°1 Affroun

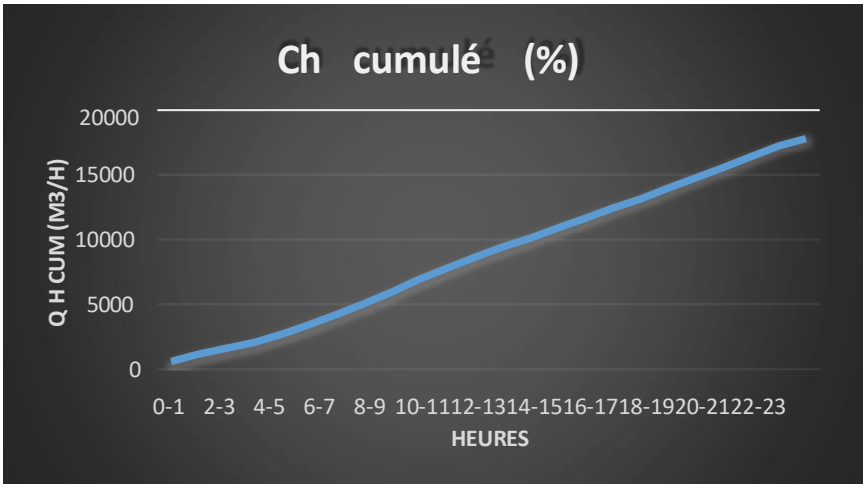


Figure II.4 : Courbe des débits cumulés du zone 2 pos N°1 Affroun

Conclusion :

D'après le tableau ci-dessus on remarque que les heures de pointes de consommation avec un débit maximale horaire estimé pour la zone 1 à **1244,13** ***m3/ h*** et de **996,19m3/ h** de zone 2.

Et débit min horaire estimer pour la zone 1 à**555,41 m3/ h** et pour la zone 2 à **444,73m3/ h** .

Chapitre III

Réservoirs

Introduction :

Les réservoirs jouent un rôle important dans un système d'alimentation en eau potable, en servant d'interface entre les conduites d'adduction et le réseau de distribution. Ils remplissent plusieurs fonctions importantes

Dans ce chapitre définir le nombre de réservoir avec volume néssaisaire.

III-1 Classification des réservoirs :

III-1-1- Selon le matériau :

-Réservoirs métalliques.

-Réservoirs en maçonneries.

-Réservoirs en béton armé, ordinaire ou précontraint.

III-1-2- Selon la situation des lieux :

Réservoirs enterrés.

Réservoirs semi-enterrés.

Réservoirs surélevés sur tour.

III-2- Utilité des réservoirs :

- Régularité fonctionnement de pompage.
- Régularité la pression dans le réseau de distribution.
- Continuité de la distribution pendant l'arrêt de pompe.
- Disponibilité de la réserve d'incendie.
- Sollicitation régulière des points d'eau, qui ne subirent pas les variations journalières et préservation des ouvrages et des nappes ou des gisements aquifères.
- Rôle de relai.

III-3- Emplacement et altitude des réservoirs :

La position d'un réservoir est définie par la Topographie. Cela doit garantir une pression. Ainsi l'altitude de réservoir (radier) doit être plus élevée que la cote piézométrique maximale requise pour le système de distribution. Ainsi, pour établir la hauteur du radier, il est nécessaire d'estimer la perte de charge entre le réservoir et l'altitude piézométrique maximale à fournir, ce qui permettra de déterminer le genre de réservoir à choisir.

III-4- Principe de la construction :

Les réservoirs doivent être conçus à partir de matériaux résistants et durable. Les matériaux choisis ne doivent en aucun cas libérer de substances qui pourraient altérer la qualité de l'eau, comme des gouts ou des odeurs désagréables. Ils doivent aussi être protéger contre les risques de pollution extérieure.

III-5- Choix de la forme du réservoir :

1- Forme :

Les réservoirs sont généralement rectangulaires ou polygonaux pour s'adapter au terrain et garantir une construction stable. Les réservoirs circulaires, souvent en béton précontraint, sont également utilisés, mais ne permettent pas toujours de réaliser de grandes économies par rapport aux modèles rectangulaires. Pour notre projet, nous avons choisi des réservoirs circulaires pour leurs avantages :

- Facilité d'entretien .
- Meilleure stabilité et moins de risques de fissuration
- Grande capacité de stockage et bon brassage.

2- Hauteurd'eau:

La hauteur d'eau idéale est entre 3 et 6 mètres, pouvant aller jusqu'à 7-8 mètres pour les grands réservoirs.

III-6- Equipement des réservoirs :

1- Conduite d'arrivée :

Elle doit être en siphon noyé ou arrivant par le bas, opposée à la conduite de départ pour favoriser le brassage de l'eau. Cela permet de renouveler l'eau en créant des perturbations et un écoulement en rouleaux.

2- Conduite de départ :

Installer à l'opposé de l'arrivée à environ 15à20cm du radier pour éviter l'entrée de matières en suspension.

3- Conduite de trop-plein :

Elle évacue l'excédent d'eau lorsque le réservoir est trop plein,

4- Conduite de vidange :

Elle est permise de vider le réservoir pour nettoyage.

5- Conduite de By-pass :

Elle relie la conduite d'arrivée à celle de départ.

6- Matérialisation de la réserve d'incendie :

Elle a pour rôle de garantir une disponibilité suffisante d'eau, Elle constitue une mesure préventive essentielle dans la lutte contre les incendies

III-7- Détermination de la capacité des réservoirs :

Pour que le réservoir soit fonctionnel, sa capacité doit prendre en compte les variations des débits entrants et sortants. Cela dépend du mode d'exploitation des installations amont et des variations de la demande. La capacité est souvent calculée les pics de consommations quotidienne et les réserves pour l'incendie.

III-7-1- Principe de calcul :

Il existe deux méthode pour estimer la capacité d'un réservoir :

III-7-1-1- Méthode graphique :

La méthode graphique tient compte de la courbe de consommation totale (intégrale) et
De la courbe du débit pompé en fonction de la durée de pompage. La capacité est déduite à partir des extremums des cumuls de la consommation vis-à-vis de celle des apports.

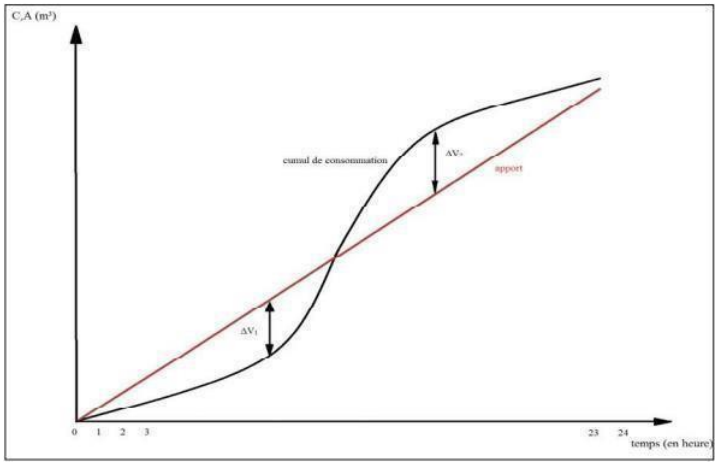


Figure III.1 : La courbe d'apport et la courbe de consommation totale.

Source B. Salah.2014

Tel que :

C, A : consommation, Apport.
Vu : volume utile :
V= ΔV1+ΔV2.....**III.1).**
ΔV1 : écart inférieur entre l'apport et la consommation ;

ΔV2 : écarte supérieur l'apport et la consommation ;

III-7-1-2 Méthode analytique :

La méthode analytique consiste à faire un calcul de résidus entre un régime
D'alimentation qui est caractérisé par un débit constant avec un régime de consommation
Caractérisé par un débit variable (en fonction de la consommation des habitants). Le volume qui ressort de ce calcul est comme suit :
$\boldsymbol{Vr = a \times Qmaxj / 100 (m3)}$ ..... **(III.2).**
Tel que :
Vr : Capacité résiduelle (m3) ;
a : Fraction horaire du débit maximum journalier (%) ;
$Qmaxj$: La consommation maximale journalière (m^3/j) ;
Et le volume total sera :
$\boldsymbol{Vt = Vr + Vinc}$ ..... **(III.3).**
Vt : Capacité totale du réservoir (m^3)
$Vinc$: Volume d'incendie estimé à 120 m^3 ;

III-7-2- Calcul du volume du réservoir :

Dans notre cas, on va utiliser la méthode analytique pour calculer la capacité du stockage pour satisfaire les besoins de notre agglomération à l'horizon d'étude. Avec un temps de pompage de 20 heures.

III-7-2-1 Variante 1 : Chaque zone alimentée avec un réservoir

Pour :

La zone 1 :

Tableau III -1 : calcul de la capacité du réservoir d'alimentation de zone 1 :

Heures (h)	Apport (%)	Consommation Horaire en (%)	Arrivé au réservoir (%)	Départ du réservoir (%)	reste d'eau (%)
0-1	5	3	2		2
1—2	5	3.2	1.8		3.8
02—03	5	2.5	2.5		6.3
03—04	5	2.6	2.4		8.7
04—05	5	3.5	1.5		10.2
05—06	5	4.1	0.9		11.1
06—07	5	4.5	0.5		11.6
07—08	5	4.9	0.1		11.7
08—09	5	4.9	0.1		11.8
09—10	5	5.6		0.6	11.2
10—11	5	4.8	0.2		11.4
11—12	5	4.7	0.3		11.7
12—13	5	4.4	0.6		12.3
13-14	5	4.1	0.9		13.2
14-15	5	4.2	0.8		14
15-16	5	4.4	0.6		14.6
16-17	5	4.3	0.7		15.3
17-18	5	4.1	0.9		16.2
18-19	5	4.5	0.5		16.7
19-20	5	4.5	0.5		17.2
20-21	0	4.5		4.5	12.7
21-22	0	4.8		4.8	7.9
22-23	0	4.6		4.6	3.3
23-24	0	3.3		3.3	0
Total	100	100			

Tableau III -2 : calcul de la capacité du réservoir d'alimentation de zone 1 pour a= 17.5% :

Horizon	A (%)	Qmax,j m3/j	Capacité résiduelle	Reserve d'incendie	Capacité tot
2050	17.5	22216,623	***3887,90***	120	***4007.90***

Donc on projeter un réservoir de volume nécessaire de **5000m3**

Pour la Zone 2 :

Tableau III -3 : calcul de la capacité du réservoir d'alimentation de zone 2 pour a= 17.5% :

Horizon	A (%)	Qmax,j m3/j	Capacité résiduelle	Reserve d'incendie	Capacité tot
2050	17.5	17789.232	3113.11	120	3233.11

Donc on projeter un réservoir de volume nécessaire de **4000m3**

III-8- Dimension du réservoir :

III-8-1- Calcul du diamètre du réservoir :

La zone 1 :

H=3 à 6 m ; on prend **H=6 m.**

$V = S.\ H$.....I-4

$$S = \frac{V}{H} = \frac{5000}{6} \quad \text{.....III-5}$$

Alors

S = 833.33m²

On a

: $S = \Pi d2\ /4$……III-6

4

$$D = \sqrt{\frac{4.S}{\pi}} \quad \text{.....VII-7}$$

D =32 ,57m

On prend : D=33 m.

La zone 2 :

H=6m

S= 666,66 **m²**

D=29,13m on prend D= 30m

III-8-2- Hauteur de la réserve d'incendie :

La zone 1 :

$$H = \frac{V_{inc}}{S} = \frac{120}{833.33} = 0.14m$$

H=0.14m

La zone 2 :

H= 0,18m

III-7-2-2 Variante 2 : Deux zones sont alimentées avec un seul réservoir

Tableau III -4 : calcul de la capacité du réservoir d'alimentation de zone 1

Heures (h)	Apport (%)	Consommation Horaire en (%)	Arrivé au réservoir (%)	Départ du réservoir (%)	reste d'eau (%)
0-1	5	3.35	1,65		1,65
1—2	5	3.25	1.75		3,4
02—03	5	3.3	1,7		5,1
03—04	5	3.2	1,8		6,9
04—05	5	3.25	1,75		8,65
05—06	5	3.4	1,6		10,25
06—07	5	3.85	1,15		11,4
07—08	5	4.45	0,55		11,95
08—09	5	5.2		0,1	11,85
09—10	5	5.05		0,05	11,8
10—11	5	4.85	0,15		11,95

11—12	5	4.6	0,4		12,35
12—13	5	4.6	0,4		12,75
13-14	5	4.55	0,45		13,2
14-15	5	4.75	0,25		13,45
15-16	5	4.7	0,3		13,75
16-17	5	4.65	0,35		14,1
17-18	5	4.35	0,65		14,75
18-19	5	4.4	0,6		15,35
19-20	**5**	**4.3**	**0,7**		**16,05**
20-21	0	4.3		4,3	11,75
21-22	0	4.2		4,2	7,55
22-23	0	3.75		3,75	3,8
23-24	0	3.7		3,7	0,1
Total	100	100			

Tableau III -3 : calcul de la capacité du réservoir d'alimentation

Horizon	A (%)	Qmax,j m3/j	Capacité résiduelle	Reserve d'incendie	Capacité tot
2050	16,05	40005,855	***6 420,93***	120	6 540,93

Donc le volume est **7000m³**

III-8- Dimension du réservoir :

III-8-1- Calcul du diamètre du réservoir :

H=3 à 6 m ; on prend **H=6 m.**

$V = S.H$.....I-4

$$S = \frac{V}{H} = \frac{7000}{6} \quad \text{.....III-5}$$

Alors

= 1166,66m²

On a

: $S = \Pi d^2/4$……III-6

4

$$D = \sqrt{\frac{4.S}{\pi}} \quad \text{..... I-7}$$

D =38 ,54m

On prend : D=39 m

III-8-2- Hauteur de la réserve d'incendie :

$$H = \frac{V_{inc}}{S} = 0{,}10m$$

H=0.10m.

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons calculé la capacité du réservoir pour deux variante proposer dans notre projet, pour satisfaire les besoins d'agglomération.

Chapitre IV

Réseau de distribution

Introduction :

Comme c'est une nouvelle ville, les deux zones de pôle urbain Affroun ne reconnait aucun réseau de distribution. C'est pour cette raison que nous procéderons à travers ce chapitre de dimensionnement du réseau de distribution avec déterminer les paramètres hydrauliques, afin d'acheminer l'eau aux usages de bonne qualité et quantité et assurer pression et vitesse aux différent nouds avec un débit bien répartie

IV- 1Classification des réseaux de distribution :

Un réseau de distribution regrouper divers éléments importent technique et humain qui assurent le transport de produits ou services, du producteur jusqu'au consommateur final.

Dans le cas réseau d'eau, les canalisations se compose de tuyaux, de raccordement et des pièces spéciales (coudes, cônes, tés…et)

La construction d'un réseau de distribution d'eau varie selon les caractéristiques propres à chaque agglomération. Les réseaux peuvent classés comme suit :

- Réseau maillé.
- Réseau ramifié
- Réseau combiné.
- Réseau étagé.

IV-1-1 Réseau maillé :

Un réseau maillé et constitué des conduites interconnectées formant des mailles, ou chaque jonction est appelée un nœud. Le sens de l'écoulement de l'eau à l'intérieur des mailles dépend fortement de la demande.

Avantages :

- Chaque tronçon peut être alimenté par plusieurs conduite ce qui renforce la sécurité de l'approvisionnement.
- Le débit est mieux réparti, ce qui améliore la capacité de transfert.
- En cas de rupture, seule une petite partie du réseau est affectée grâce à l'isolement par quelques vannes.

Inconvénients :

- Cout de construction plus élevés que pour réseau ramifié.
- Calculs hydraulique plus complexes
- Gestion du réseau plus difficile (stagnation, inversion de flux, identification des fuites)

IV-1-2 Réseau ramifié :

Le réseau ramifié suit une structure en arborescence, allant des conduites principales vers les conduites secondaire et tertiaires. L'eau circule de maniéré unidirectionnelle, de l'amont vers l'aval.

Avantages :

- Cout de mise en place relativement faible.
- Le sens de circulation de l'eau étant fixe

Inconvénients :

- Perte de charge plus importantes
- Une faible sécurité du réseau d'alimentation en cas de travaux d'entretien ou d'un accident sur la conduite principale, les abonnés en aval seront privés d'eau potable.

VI-1-3- Réseau combiné :

C'est un mélange de réseau maillé et de réseau ramifié. On le trouve souvent en ville, surtout quand le terrain est irrégulier.

VI-1-4- Réseau étagé :

Ce réseau est caractérisé par une différence de niveau très important, ce qui entraine de fortes pressions au point le plus bas. En effet ce système nécessite l'installation d'un réservoir intermédiaire, permettant une régularisation de la pression.

Remarque :

Pour la bonne répartition des équipements du pôle urbain POSN°1 Affroun on a le réseau mixte

VI-2- Conception d'un réseau :

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.

VI-3- Principe du tracé d'un réseau maillé :

Le tracé se fait comme suit :

- Tout d'abord, il faut repérer les consommateurs importants (débits concentrés soutirés), pour notre projet on n'a pas de consommateurs importants.
- Déterminer l'itinéraire (sens) principal pour assurer la distribution à ces consommateurs.
- Suivant ce sens, tracer les conduites principales en parallèle.
- Ces conduites principales doivent être bien reparties pour avoir une bonne distribution d'eau.
- Pour alimenter l'intérieur des quartiers, ces conduites principales sont reliées entre elles par des conduites secondaires pour former des boucles (mailles).

VI-4- Calcul hydraulique du réseau :

La détermination des débits dans un réseau maillé diffère de la manière de détermination des débits d'un réseau ramifié, elle s'effectue de la manière suivante :

- On détermine les longueurs des tronçons du réseau L_i.
- On calcule le débit en route Q_{ri}.
- On détermine le débit spécifique q_{sp} .
- On calcule les débits aux nœuds dans chaque cas Q_{ni}.

VI-5- Détermination des débits :

Le système projeté dans le pôle urbain SAFSAF est le système de distribution avec un réservoir en tête, pour la détermination des différents paramètres hydrauliques du réseau, on va étudier 2 cas : cas de pointe et cas de pointe + incendie.

VI-5-1- Débit spécifique :

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

Le débit spécifique est déterminé par la formule suivante :

$$qsp=\frac{Qri}{\sum Li}\ (L/s/m) \quad \text{..... I-1}$$

i=1

Avec :

$\sum L_i$: Somme des longueurs des tronçons du réseau(m).

Q_{rT} : débit en route totale avec $Q_{rT} = Q_{max.h} - \sum_{i=1}^{n} Q_{conc.i}$ I-2

$\sum Qci=0$ $Q_{conc.i}$: Somme des débits concentrés.

VI-5-2- Débit en route :

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

$Q_{r.i} = q_{sp}. L_i$(L/s) ……VI-3

$Q_{r.I}$: débit en route du tronçon. q_{sp} : débit spécifique.

L_i : longueur du tronçon.

VI-5-3- Débit aux nœuds :

Le débit correspondant en chaque nœud est calculé par la formule suivante :

$Qn.i = 0.5 \sum Qri.k + Qconc$.....VI-4

Avec : $Q_{.i.}$: débit au nœud i.

$Q_{.i.-k}$: somme des débits routes des tronçons reliés au nœud i.

$Q_{C\ onc}$: débit concentré au nœud i.

Pour notre projet, on n'a pas un débit concentréQ_{conc} = 0.

<u>Variante 1 :</u> Proposition de chaque zone alimenter avec un réservoir

VI-6- Calcul des débits :

VI-6-1- Cas de pointe : zone 1

Tableau VI -1 : représente Débits nodal et en route pour zone 1 cas pointe

nœuds	Trancaon	Longeur(m)	qsp(l/s/m)	Qri	Qn
	1_2	530,25	0,035	18,87	
	1_7	582,33	0,035	20,72	
1	1_9	297,15	0,035	10,57	25,08
	2_1	530,25	0,035	18,87	
2,00	2_3	497,43	0,035	17,70	18,28
	3_4	275,73	0,035	9,81	
	3_5	181,45	0,035	6,45	
3	3_2	497,43	0,035	17,70	16,98
	4_26	595,69	0,035	21,20	
	4_8	300,79	0,035	10,70	
4	4_3	275,73	0,035	9,81	20,86
	5_3	181,45	0,035	6,45	
5	5_6	290,21	0,035	10,32	8,39
6	6_5	290,21	0,035	10,32	5,16
	7_1	582,33	0,035	20,72	
7	7_8	586,69	0,035	20,88	20,80
	8_4	300,79	0,035	10,70	
	8_7	586,69	0,035	20,88	
	8_24	572,74	0,035	20,38	
8	8_16	167,77	0,035	5,97	28,97
	9_1	297,15	0,035	10,57	
9	9_10	197,29	0,035	7,02	8,79
	10_9	197,29	0,035	7,022	
10	10_11	139,69	0,035	4,97	5,99
	11_10	139,69	0,035	4,97	
	11_12	246,18	0,035	8,76	
11	11_14	600	0,035	21,35	17,54
	12_11	246,18	0,035	8,76	
12	12_13	138,91	0,035	4,94	6,85
13	13_12	138,91	0,035	4,94	2,47
	14_11	600	0,035	21,35	
14	14_15	152,12	0,035	5,41	13,38
	15_14	152,12	0,035	5,41	
	15_16	247,18	0,035	8,79	
15	15_20	118,67	0,035	4,22	9,21

	16_15	247,18	0,035	8,79	
	16_17	319,06	0,035	11,35	
	16_18	570,06	0,035	20,29	
16	16_8	167,77	0,035	5,97	23,20
17	17_16	319,06	0,035	11,35	5,67
	18_16	570,06	0,035	20,29	
18	18_19	135,11	0,035	4,80	12,54
19	19_18	135,11	0,035	4,80	2,40
	20_15	118,67	0,035	4,22	
20	20_21	530,34	0,035	18,87	11,55
	21_20	530,34	0,035	18,87	
21	21_22	150,4	0,035	5,35	12,11
	22_21	150,4	0,035	5,35	
22	22_23	492,28	0,035	17,52	11,43
	23_22	492,28	0,035	17,52	
	23_24	215,41	0,035	7,66	
23	23_25	260,57	0,035	9,27	17,23
	24_23	215,41	0,035	7,66	
24	24_8	572,74	0,035	20,38	14,02
	25_23	260,57	0,035	9,27	
25	25_26	302,05	0,035	10,75	10,01
	26_25	302,05	0,035	10,75	
26	26_4	595,69	0,035	21,20	15,97
					345,03

VI-6-2- Cas de pointe incendie: zone 1

Cependant, il est impératif de vérifier que le débit d'extinction fourni par le réservoir (17 l/s) soit situé au point le plus défavorable, c'est-à-dire le nœud N18 qui est le plus éloigné.

Donc : **Q_{18}= 12.54 + 17 = 29.54l/s**

VI-6-3- Cas de Qmin : zone 1

Tableau VI -2 : représente Débits nodal et en route pour zone 1 cas Qmin

nœuds	Trancaon	Longeur(m)	qsp(l/s/m)	Qri	Qn
	1_2	530,25	0,015	8,43	
	1_7	582,33	0,015	9,26	
1	1_9	297,15	0,015	4,72	11,21
	2_1	530,25	0,015	8,43	
2	2_3	497,43	0,015	7,91	8,17
3	3_4	275,73	0,015	4,38	7,59

	3_5	181,45	0,015	2,88	
	3_2	497,43	0,015	7,91	
	4_26	595,69	0,015	9,48	
	4_8	300,79	0,015	4,78	
4	4_3	275,73	0,015	4,38	9,32
	5_3	181,45	0,015	2,88	
5	5_6	290,21	0,015	4,61	3,75
6	6_5	290,21	0,015	4,61	2,30
	7_1	582,33	0,015	9,26	
7	7_8	586,69	0,015	9,33	9,30
	8_4	300,79	0,015	4,78	
	8_7	586,69	0,015	9,33	
	8_24	572,74	0,015	9,11	
8	8_16	167,77	0,015	2,67	12,95
	9_1	297,15	0,015	4,72	
9	9_10	197,29	0,015	3,14	3,93
	10_9	197,29	0,015	3,14	
10	10_11	139,69	0,015	2,22	2,68
	11_10	139,69	0,015	2,22	
	11_12	246,18	0,015	3,91	
11	11_14	600	0,015	9,54	7,84
	12_11	246,18	0,015	3,91	
12	12_13	138,91	0,015	2,21	3,06
13	13_12	138,91	0,015	2,21	1,10
	14_11	600	0,015	9,54	
14	14_15	152,12	0,015	2,42	5,98
	15_14	152,12	0,015	2,42	
	15_16	247,18	0,015	3,93	
15	15_20	118,67	0,015	1,88	4,12
	16_15	247,18	0,015	3,93	
	16_17	319,06	0,015	5,07	
	16_18	570,06	0,015	9,07	
16	16_8	167,77	0,015	2,67	10,37
17	17_16	319,06	0,015	5,07	2,53
	18_16	570,06	0,015	9,07	
18	18_19	135,11	0,015	2,15	5,61
19	19_18	135,11	0,015	2,15	1,07
	20_15	118,67	0,015	1,88	
20	20_21	530,34	0,015	8,44	5,16
	21_20	530,34	0,015	8,44	
21	21_22	150,4	0,015	2,39	5,41
	22_21	150,4	0,015	2,39	
22	22_23	492,28	0,015	7,83	5,11
23	23_22	492,28	0,015	7,83	7,70

	23_24	215,41	0,015	3,42	
	23_25	260,57	0,015	4,14	
	24_23	215,41	0,015	3,42	
24	24_8	572,74	0,015	9,11	6,27
	25_23	260,57	0,015	4,14	
25	25_26	302,05	0,015	4,80	4,47
	26_25	302,05	0,015	4,80	
26	26_4	595,69	0,015	9,48	7,14
					154,28

VI-6-4- Cas de pointe: zone2

Tableau VI -3 : représente Débits nodal et en route pour zone 2 cas pointe

neoud	Trancon	qsp(l/s/m)	longeur(m)	Qri	Qni
1	1_2	0,04	519,03	23,32	11,66
	2_1	0,04	519,03	23,32	
2	2_3	0,04	599,84	26,95	25,13
	3_2	0,04	599,84	26,95	
	3_10	0,04	392,07	17,61	
3	3_4	0,04	589,29	26,47	35,52
	4_3	0,04	589,29	26,47	
4	4_5	0,04	227,26	10,21	18,34
	5_4	0,04	227,26	10,211	
5	5_6	0,04	491,96	22,10	16,15
	6_5	0,04	491,26	22,07	
6	6_7	0,04	441,29	19,82	20,95
	7_6	0,04	441,29	19,82	
7	7_8	0,04	233,86	10,50	15,16
	8_7	0,04	233,86	10,50	
8	8_9	0,04	489,01	21,97	16,24
	9_8	0,04	489,01	21,97	
	9_10	0,04	245,45	11,02	
	9_11	0,04	364,18	16,36	
9	9_15	0,04	251,49	11,30	30,33
	10_3	0,04	392,07	17,61	
10	10_9	0,04	245,45	11,02	14,32
	11_9	0,04	364,18	16,36	
11	11_12	0,04	499,77	22,45	19,41
	12_11	0,04	499,77	22,45	
12	12_13	0,04	212,39	9,54	16,00
13	13_12	0,04	212,39	9,54	10,47

	13_14	0,04	253,87	11,40	
14	14_13	0,04	253,87	11,40	5,70
	15_9	0,04	251,49	11,30	
15	15_16	0,04	240,69	10,81	11,05
	16_15	0,04	240,69	10,81	
16	16_17	0,04	106,95	4,80	7,81
17	17_16	0,04	106,95	4,80	2,40
					276,70

VI-6-5- Cas de pointe incendie : zone 2

Cependant, il est impératif de vérifier que le débit d'extinction fourni par le réservoir (17 l/s) soit situé au point le plus défavorable, c'est-à-dire le nœud N12 qui est le plus éloigné.

Donc : **Q_{12}= 16+ 17 = 33l/s**

VI-6-6Cas de Qmin : zone 2

Tableau VI -4 : représente Débits nodal et en route pour zone 2 Qmin

neoud	Trancon	qsp(l/s/m)	longeur(m)	Qri	Qni
1	1_2	0,014	519,03	7,28	3,64
	2_1	0,014	519,03	7,28	
2	2_3	0,014	599,84	8,42	7,85
	3_2	0,014	599,84	8,42	
	3_10	0,014	392,07	5,506	
3	3_4	0,014	589,29	8,27	11,10
	4_3	0,014	589,29	8,27	
4	4_5	0,014	227,26	3,19	5,73
	5_4	0,014	227,26	3,19	
5	5_6	0,014	491,96	6,907	5,04
	6_5	0,014	491,26	6,89	
6	6_7	0,014	441,29	6,19	6,54
	7_6	0,014	441,29	6,19	
7	7_8	0,014	233,86	3,28	4,73
	8_7	0,014	233,86	3,28	
8	8_9	0,014	489,01	6,86	5,07
	9_8	0,014	489,01	6,86	
	9_10	0,014	245,45	3,44	
	9_11	0,014	364,18	5,11	
9	9_15	0,014	251,49	3,53	9,47
	10_3	0,014	392,07	5,50	
10	10_9	0,014	245,45	3,44	4,47
11	11_9	0,014	364,18	5,11	6,06

	11_12	0,014	499,77	7,01	
	12_11	0,014	499,77	7,01	
12	12_13	0,014	212,39	2,982	4,99
	13_12	0,014	212,39	2,98	
13	13_14	0,014	253,87	3,56	3,27
14	14_13	0,014	253,87	3,56	1,78
	15_9	0,014	251,49	3,53	
15	15_16	0,014	240,69	3,37	3,45
	16_15	0,014	240,69	3,37	
16	16_17	0,014	106,95	1,50	2,44
17	17_16	0,014	106,95	1,50	0,75
					86,46

VI-6-7- Variante 2

Cas pointe :

Tableau VI -5 : représente Débits nodal et en route pour Variante 2 cas pointe

neoud	Trancon	qsp(l/s/m)	longeur(m)	Qri	Qni
1	1_2	0,04	519,03	23,32	12,66
	2_1	0,04	519,03	23,32	
2	2_3	0,04	599,84	26,95	26,13
	3_2	0,04	599,84	26,95	
	3_10	0,04	392,07	17,61	
3	3_4	0,04	589,29	26,47	36,52
	4_3	0,04	589,29	26,47	
4	4_5	0,04	227,26	10,21	19,34
	5_4	0,04	227,26	10,21	
5	5_6	0,04	491,96	22,10	17,15
	6_5	0,04	491,26	22,07	
6	6_7	0,04	441,29	19,82	21,95
	7_6	0,04	441,29	19,82	
7	7_8	0,04	233,86	10,50	16,16
	8_7	0,04	233,86	10,50	
8	8_9	0,04	489,01	21,97	17,24
	9_8	0,04	489,01	21,97	
	9_10	0,04	245,45	11,02	
	9_11	0,04	364,18	16,36	
9	9_15	0,04	251,49	11,30	31,33
	10_3	0,04	392,07	17,61	
10	10_9	0,04	245,45	11,02	15,32
	11_9	0,04	364,18	16,36	
11	11_12	0,04	499,77	22,45	20,41

	12_11	0,04	499,77	22,45	
12	12_13	0,04	212,39	9,54	17,00
	13_12	0,04	212,39	9,54	
13	13_14	0,04	253,87	11,40	11,47
14	14_13	0,04	253,87	11,40	6,70
	15_9	0,04	251,49	11,30	
15	15_16	0,04	240,69	10,81	12,05
	16_15	0,04	240,69	10,81	
16	16_17	0,04	106,95	4,80	8,81
17	17_16	0,04	106,95	4,80	3,40
	29-25	0,03	530,25	18,87	
	29-31	0,03	582,33	20,72	
29	29-30	0,03	297,15	10,57	25,74
	25-29	0,03	530,25	18,87	
25	25-26	0,03	497,43	17,70	18,94
	26-33	0,03	275,73	9,81	
	26-27	0,03	181,45	6,45	
26	26-25	0,03	497,43	17,70	17,64
	33-50	0,03	595,69	21,205	
	33-32	0,03	300,79	10,70	
33	33-26	0,03	275,73	9,814	21,51
	27-26	0,03	181,45	6,45	
27	27-28	0,03	290,21	10,32	9,04
28	28-27	0,03	290,21	10,32	5,81
	31-29	0,03	582,33	20,72	
31	31-32	0,03	586,69	20,88	21,45
	32-33	0,03	300,79	10,70	
	32-31	0,03	586,69	20,88	
	32-48	0,03	572,74	20,38	
32	32-40	0,03	167,77	5,97	29,62
	30-29	0,03	297,15	10,57	
30	30-34	0,03	197,29	7,02	9,45
	34-30	0,03	197,29	7,02	
34	34-35	0,03	139,69	4,97	6,65
	35-34	0,03	139,69	4,97	
	35-36	0,03	246,18	8,76	
35	35-38	0,03	600	21,35	18,19
	36-35	0,03	246,18	8,76	
36	36-37	0,03	138,91	4,94	7,50
37	37-36	0,03	138,91	4,94	3,12
	38-35	0,03	600	21,35	
38	38-39	0,03	152,12	5,41	14,03
	38-39	0,03	152,12	5,41	
39	39-40	0,03	247,18	8,79	9,87

	39-44	0,03	118,67	4,22	
	40-39	0,03	247,18	8,79	
	40-41	0,03	319,06	11,35	
	40-42	0,03	570,06	20,29	
40	40-32	0,03	167,77	5,971	23,86
41	41-40	0,03	319,06	11,35	6,33
	42-40	0,03	570,06	20,29	
42	42-43	0,03	135,11	4,80	13,20
43	43-42	0,03	135,11	4,80	3,05
	44-29	0,03	118,67	4,22	
44	44-45	0,03	530,34	18,87	12,20
	45-44	0,03	530,34	18,87	
45	45-46	0,03	150,4	5,35	12,76
	46-45	0,03	150,4	5,35	
46	46-47	0,03	492,28	17,52	12,09
	47-46	0,03	492,28	17,52	
	47-48	0,03	215,41	7,66	
47	47-49	0,03	260,57	9,27	17,88
	48-47	0,03	215,41	7,66	
48	48-32	0,03	572,74	20,38	14,68
	49-47	0,03	260,57	9,27	
49	49-50	0,03	302,05	10,75	10,66
	50-49	0,03	302,05	10,75	
50	50-33	0,03	595,69	21,20	16,63
					655,73

VI-6-8- Variante 2 cas pointe+incendie :

Cependant, il est impératif de vérifier que le débit d'extinction fourni par le réservoir (17 l/s) soit situé au point le plus défavorable, c'est-à-dire le nœud N2 qui est le plus éloigné.

Donc : **Q_2= 25.13+ 17 = 42,13l/s**

VI-6-9- Variante 2 Qmin

Tableau VI -5 : représente Débits nodal et en route pour Variante 2 cas Qmin

	Trancon	qsp(l/s/m)	longueur(m)	Qri	Qni
1	1_2	0,01	519,03	7,28	3,64
	2_1	0,01	519,03	7,28	
2	2_3	0,01	599,84	8,42	7,85
	3_2	0,01	599,84	8,42	
	3_10	0,01	392,07	5,50	
3	3_4	0,01	589,29	8,27	11,10
	4_3	0,01	589,29	8,27	
4	4_5	0,01	227,26	3,19	5,73
	5_4	0,01	227,26	3,19	
5	5_6	0,01	491,96	6,90	5,04
	6_5	0,01	491,26	6,89	
6	6_7	0,01	441,29	6,19	6,54
	7_6	0,01	441,29	6,19	
7	7_8	0,01	233,86	3,28	4,73
	8_7	0,01	233,86	3,28	
8	8_9	0,01	489,01	6,86	5,07
	9_8	0,01	489,01	6,86	
	9_10	0,01	245,45	3,44	
	9_11	0,01	364,18	5,11	
9	9_15	0,01	251,49	3,53	9,47
	10_3	0,01	392,07	5,50	
10	10_9	0,01	245,45	3,44	4,47
	11_9	0,01	364,18	5,11	
11	11_12	0,01	499,77	7,01	6,06
	12_11	0,01	499,77	7,01	
12	12_13	0,01	212,39	2,98	4,99
	13_12	0,01	212,39	2,98	
13	13_14	0,01	253,87	3,56	3,27
14	14_13	0,01	253,87	3,56	1,78
	15_9	0,01	251,49	3,53	
15	15_16	0,01	240,69	3,37	3,45
	16_15	0,01	240,69	3,37	
16	16_17	0,01	106,95	1,50	2,44
17	17_16	0,01	106,95	1,50	0,75
	29-25	0,01	530,25	5,90	
	29-31	0,01	582,33	6,48	
29	29-30	0,01	297,15	3,31	7,85
	25-29	0,01	530,25	5,90	
25	25-26	0,01	497,43	5,54	5,72

	26-33	0,01	275,73	3,07	
	26-27	0,01	181,45	2,02	
26	26-25	0,01	497,43	5,54	5,31
	33-50	0,01	595,69	6,63	
	33-32	0,01	300,79	3,35	
33	33-26	0,01	275,73	3,07	6,52
	27-26	0,01	181,45	2,02	
27	27-28	0,01	290,21	3,23	2,62
28	28-27	0,01	290,21	3,23	1,61
	31-29	0,01	582,33	6,48	
31	31-32	0,01	586,69	6,53	6,51
	32-33	0,01	300,79	3,35	
	32-31	0,01	586,69	6,53	
	32-48	0,01	572,74	6,38	
32	32-40	0,01	167,77	1,86	9,06
	30-29	0,01	297,15	3,31	
30	30-34	0,01	197,29	2,19	2,75
	34-30	0,01	197,29	2,19	
34	34-35	0,01	139,69	1,55	1,87
	35-34	0,01	139,69	1,55	
	35-36	0,01	246,18	2,74	
35	35-38	0,01	600	6,68	5,49
	36-35	0,01	246,18	2,74	
36	36-37	0,01	138,91	1,54	2,14
37	37-36	0,01	138,91	1,54	0,77
	38-35	0,01	600	6,68	
38	38-39	0,01	152,12	1,69	4,18
	38-39	0,01	152,12	1,69	
	39-40	0,01	247,18	2,75	
39	39-44	0,01	118,67	1,32	2,88
	40-39	0,01	247,18	2,75	
	40-41	0,01	319,06	3,55	
	40-42	0,01	570,06	6,35	
40	40-32	0,01	167,77	1,86	7,26
41	41-40	0,01	319,06	3,55	1,77
	42-40	0,01	570,06	6,35	
42	42-43	0,01	135,11	1,50	5.70
43	43-42	0,01	135,11	1,50	0,75
	44-29	0,01	118,67	1,322	
44	44-45	0,01	530,34	5,90	3,61
	45-44	0,01	530,34	5,90	
45	45-46	0,01	150,4	1,67	3,79
46	46-45	0,01	150,4	1,67	3,57

	46-47	0,01	492,28	5,48	
	47-46	0,01	492,28	5,48	
	47-48	0,01	215,41	2,39	
47	47-49	0,01	260,57	2,90	5,39
	48-47	0,01	215,41	2,39	
48	48-32	0,01	572,74	6,38	4,39
	49-47	0,01	260,57	2,90	
49	49-50	0,01	302,05	3,36	3,13
	50-49	0,01	302,05	3,36	
50	50-33	0,01	595,69	6,63	5,00
					190,52

VI-7- Calcul du réseau :

VI-7-1 Utilisation du logiciel EPANET

Dans le cadre de cette étude, la simulation hydraulique du réseau a été réalisée à l'étude à l'aide du logiciel EPANET 2.0, outil gratuit dédié l'analyse des réseaux d'alimentation en eau potable .il permet de calculer les débits dans conduites, les pressions aux nœuds à tout moment de la journée.

EPANET permet également de simuler différents éléments du réseau tels que pompes, vannes, clapets et réservoir

VI-7-2-Répartition définitive des débits et des pressions :

VI-7-2-1 Variante 1 pour la zone 1 :

VI-7-2-1-1 Cas pointe :

Tableau-IV-6 : caractéristiques des nœuds zone 1 (Cas de pointe)

Nœud	Altitude (m)	Demande (l/s)	Pression (m)
Nœud n1	169	25.08	58.73
Nœud n2	170	18,28	42.26
Nœud n3	178	16.98	68.69
Nœud n4	194.66	20.86	59.58
Nœud n5	192.77	18.39	53.52
Nœud n6	170.76	5.16	60.27
Nœud n7	205	20.80	24.89
Nœud n8	207	28.97	56,01
Nœud n9	179	8 .79	62.82
Nœud n10	185.56	5.99	59.22

Nœud n11	202.39	17.54	48.74
Nœud n12	194.19	6.85	54.98
Nœud n13	212.72	2.47	34.54
Nœud n14	220.14	13.98	45.50
Nœud n15	223.05	9.21	43.60
Nœud n16	206.33	23.20	58.63
Nœud n17	205.32	5.67	42.14
Nœud n18	209.44	12.54	50.67
Nœud n19	212.05	2.40	30.26
Nœud n20	238.29	11.55	28.59
Nœud n21	245.98	12.11	20.50
Nœud n22	255	11.43	11.30
Nœud n23	209	17.23	52.97
Nœud n24	201.55	14.02	55.60
Nœud n25	189.11	10.01	60.36
Nœud n26	190.99	15.97	58.28
Réservoir	267.55	-345.48	0

Tableau-VI-7 : caractéristiques des tronçons Zone 1 (Cas de pointe)

N° de la conduite	Longueur (m)	Diamètre intérieur (mm)	Rugosité	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Perte de charge (m/km)	Matériau
Tuyau 1_2	530.25	32.6	0.01	-0.70	0.87	29.17	PEHD
1-7	582.33	61.4	0.01	1.26	0.43	3.72	PEHD
1-9	297.15	102.2	0.01	-24.52	2.57	47.40	PEHD
Tuyau 2_3	497.43	90	0.01	17.58	2 .76	69.21	PEHD
Tuyau 3_4	275.73	147.2	0.01	-48.11	2.42	27.41	PEHD
3-5	181.45	163.6	0.01	-13.55	0.63	2.19	PEHD
Tuyau 4-8	300.79	147 .2	0.01	-40.57	2.38	29.15	PEHD
Tuyau 5_6	290.21	61.4	0.01	5.16	1.82	52.59	PEHD
Tuyau 5-26	595.69	184	0.01	28.40	1.07	5.10	PEHD
Tuyau 7_8	586.69	102.2	0.01	-22.06	2.69	56.45	PEHD
Tuyau 8-24	572,74	229.2	0.01	-17.14	0.42	0.70	PEHD
8-16	167.77	257.8	0.01	-108.74	2 .08	11.65	PEHD

9-10	197 .29	163.3	0.01	-33.31	1.59	12.19	PEHD
Tuyau 11-12	100	90	0.01	-39.3	1.47	21.50	PEHD
Tuyau 10_11	139.69	130.8	0.01	-66.16	2.93	49.45	PEHD
Tuyau 11_14	600	184	0.01	-66.16	2.49	24.18	PEHD
Tuyau 12_13	138.91	61.4	0.01	2.47	0.83	12.36	PEHD
Tuyau 14-15	152.12	257.8	0.01	-80.14	1.54	6.62	PEHD
Tuyau 15-20	118.67	409.2	0.01	-241.90	1.84	5.35	PEHD
15-16	247.18	327.4	0.01	-152.55	1.81	6.78	PEHD
Tuyau 16-18	570.06	130.8	0.01	14.94	1.13	8.52	PEHD
Tuyau 16-17	319.06	61.4	0.01	5.67	1.91	55.85	PEHD
Tuyau 18-19	135.11	90	0.01	2.40	0.38	1.87	PEHD
Tuyau 20_21	530.34	368.2	0.01	92.03	0.86	1.51	PEHD
Tuyau 21-22	150.40	368.2	0.01	79.62	0.75	1.17	PEHD
Tuyau 22-23	492.28	229.2	0.01	-68.49	1.66	8.80	PEHD
25-26	302.05	204.6	0.01	-44.37	1.35	6.89	PEHD
24-23	215.41	90	0.01	-3.12	0.49	2.97	PEHD
23-25	260.57	204.6	0.01	-54.38	1.65	10.01	PEHD
R-20	257.68	654.8	0.01	-345.48	1.03	1.04	PEHD

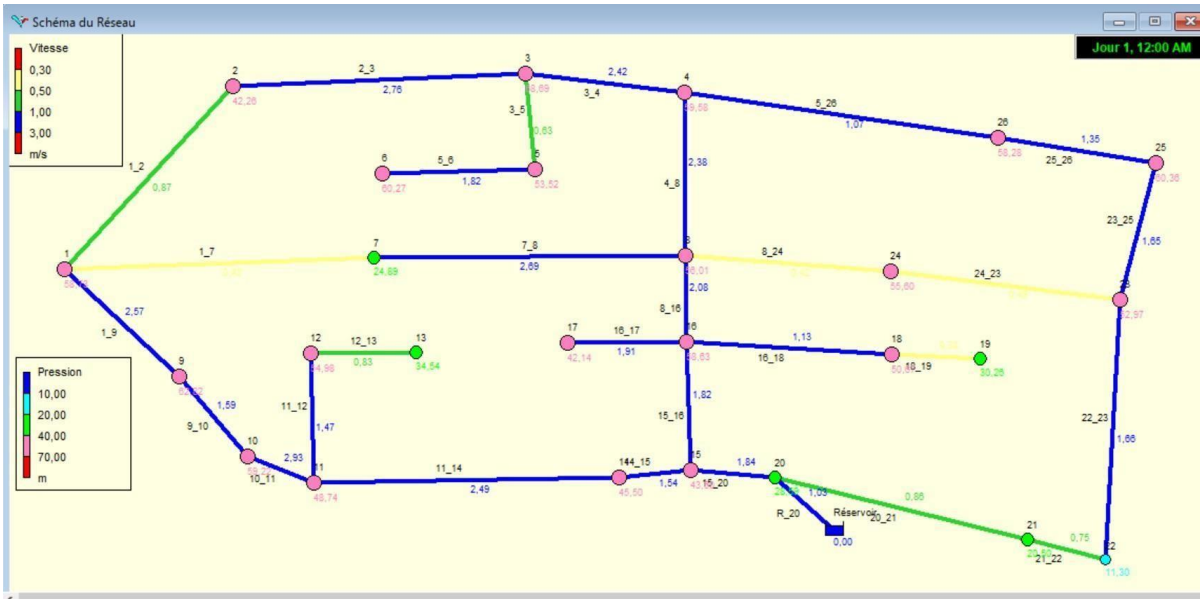


Figure VI-1 : schéma synoptique résultat de simulation ZONE 1 (cas de pointe).

VI-7-2-1-2 Variante 1 pour la zone 1 cas pointe +Inc. :

Tableau-IV-8 : caractéristiques des nœuds zone 1 (Cas de pointe+inc)

Nœud	Altitude (m)	Demande (l/s)	Pression (m)
Nœud n1	169	25.08	58.54
Nœud n2	170	18,28	41.99
Nœud n3	178	16.98	68.41
Nœud n4	194.66	20.86	59.30
Nœud n5	192.77	18.39	53.24
Nœud n6	170.76	5.16	59.99
Nœud n7	205	20.80	24.59
Nœud n8	207	28.97	55.60
Nœud n9	179	8 .79	62.68
Nœud n10	185.56	5.99	59.09
Nœud n11	202.39	17.54	48.62
Nœud n12	194.19	6.85	54.86
Nœud n13	212.72	2.47	34.42
Nœud n14	220.14	13.98	45.39
Nœud n15	223.05	9.21	43.49
Nœud n16	206.33	23.20	58.18
Nœud n17	205.32	5.67	41.69
Nœud n18	**209.44**	**29.54**	**35.46**
Nœud n19	212.05	2.40	15.05
Nœud n20	238.29	11.55	28.57

Nœud n21	245.98	12.11	20.46
Nœud n22	255	11.43	11.26
Nœud n23	209	17.23	52.81
Nœud n24	201.55	14.02	55.22
Nœud n25	189.11	10.01	60.17
Nœud n26	190.99	15.97	58.06
Réservoir	267.55	-345.48	0

Tableau-VI-9 : caractéristiques des tronçons Zone 1 (Cas de pointe+ Inc.)

N° de la conduite	Longueur (m)	Diamètre intérieur (mm)	Rugosité	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Perte de charge (m/km)	Matériau
Tuyau 1_2	530.25	32.6	0.01	-0.70	0.87	29.34	PEHD
Tuyau 1-7	582.33	61.4	0.01	1.22	0.41	3.51	PEHD
Tuyau 1-9	297.15	102.2	0.01	-24.56	2.57	47.56	PEHD
Tuyau 2_3	497.43	90	0.01	17.58	2 .76	69.19	PEHD
Tuyau 3_4	275.73	147.2	0.01	-48.11	2.42	27.40	PEHD
3-5	181.45	163.6	0.01	-13.55	0.63	2.19	PEHD
Tuyau 4-8	300.79	147 .2	0.01	-40.24	2.36	29.71	PEHD
Tuyau 5_6	290.21	61.4	0.01	5.16	1.82	52.59	PEHD
Tuyau 4-26	595.69	184	0.01	28.73	1.08	5.20	PEHD
Tuyau 7_8	586.69	102.2	0.01	-22.02	2.68	56.26	PEHD
Tuyau 8-24	572,74	229.2	0.01	-16.45	0.40	0.66	PEHD
8-16	167.77	257.8	0.01	-107.68	2 .06	11.44	PEHD
9-10	197 .29	163.3	0.01	-33.35	1.59	12.22	PEHD
Tuyau 11-12	100	90	0.01	9.32	1.47	21.50	PEHD
Tuyau 10_11	139.69	130.8	0.01	-39.34	2.94	49.54	PEHD
Tuyau 11_14	600	184	0.01	-66.20	2.49	24.21	PEHD
Tuyau 12_13	138.91	61.4	0.01	2.47	0.83	12.36	PEHD
Tuyau 14-15	152.12	257.8	0.01	-80.18	1.54	6.63	PEHD
Tuyau 15-20	118.67	409.2	0.01	-257.88	1.96	6.03	PEHD

15-16	247.18	327.4	0.01	-168.49	2.01	8.20	PEHD
Tuyau 16-18	570.06	130.8	0.01	31.94	2.41	34.42	PEHD
Tuyau 16-17	319.06	61.4	0.01	5.67	1.91	55.95	PEHD
Tuyau 18-19	135.11	90	0.01	2.40	0.38	1.87	PEHD
Tuyau 20_21	530.34	368.2	0.01	93.05	0.87	1.54	PEHD
Tuyau 21-22	150.40	368.2	0.01	80.94	0.76	1.19	PEHD
Tuyau 22-23	492.28	229.2	0.01	-69.51	1.68	9.04	PEHD
25-26	302.05	204.6	0.01	-44.70	1.36	6.98	PEHD
24-23	215.41	90	0.01	-2.43	0.38	1.32	PEHD
23-25	260.57	204.6	0.01	-54.71	1.66	10.12	PEHD
R-20	257.68	654.8	0.01	-362.48	1.08	1.14	PEHD

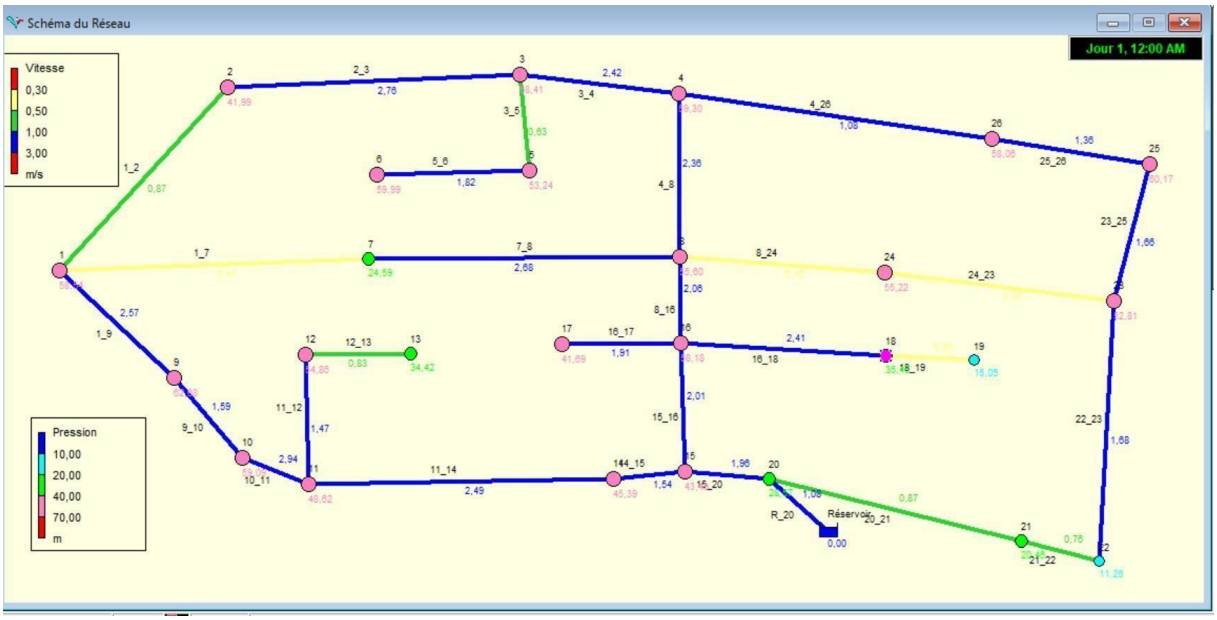


Figure VI-2 : schéma synoptique résultat de simulation ZONE 1 (cas de pointe+inc).

VI-7-2-1-3 Variante 1 pour la zone 1 Simulation dans heure creuse Qmin :

Tableau- VI-10: caractéristiques des nœuds zone 1 (Simulation Qmin)

Nœud	Altitude (m)	Demande (l/s)	Pression (m)
Nœud n1	169	11.21	89.50
Nœud n2	170	8.17	29.00

Nœud n3	178	7.59	84.41
Nœud n4	194.66	9.32	69.85
Nœud n5	192.77	3.75	69.93
Nœud n6	170.76	2.30	88.41
Nœud n7	205	9.30	54
Nœud n8	207	12.95	59.52
Nœud n9	179	3.93	82.71
Nœud n10	185.56	2.68	77.26
Nœud n11	202.39	7.84	61.44
Nœud n12	194.19	3.06	69.33
Nœud n13	212.72	1.10	50.20
Nœud n14	220.14	5.48	46.98
Nœud n15	223.05	4.12	44.30
Nœud n16	206.33	10.37	60.63
Nœud n17	205.32	2.53	57.85
Nœud n18	209.44	5.61	56.29
Nœud n19	212.05	1.08	36.16
Nœud n20	238.29	5.16	29.80
Nœud n21	245.98	5.41	21.32
Nœud n22	255	5.11	12.26
Nœud n23	209	7.70	57.27
Nœud n24	201.55	6.27	59.4
Nœud n25	189.11	4.47	66.68
Nœud n26	190.99	7.14	66.20
Réservoir	267.55	154.15	0

Tableau-VI-11:: caractéristiques des tronçons Zone 1 (Simulation Qmin)

N° de la conduite	Longueur (m)	Diamètre intérieur (mm)	Rugosité	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Perte de charge (m/km)	Matériau
Tuyau 1_2	530.25	32.6	0.01	-0.30	0.38	6.72	PEHD
1-7	582.33	61.4	0.01	0.55	0.19	0.06	PEHD
1-9	297.15	102.2	0.01	-10.96	1.15	10.81	PEHD
Tuyau 2_3	497.43	90	0.01	7.87	1.24	15.79	PEHD
Tuyau 3_4	275.73	147.2	0.01	-21.51	1.08	6.23	PEHD
3-5	181.45	163.6	0.01	-6.05	0.29	0.51	PEHD
Tuyau 4-8	300.79	147 .2	0.01	-18.21	1.07	6.68	PEHD
Tuyau 5_6	290.21	61.4	0.01	2.30	0.81	12.15	PEHD
Tuyau	595.69	184	0.01	12.62	0.47	1.17	PEHD

4-26							
Tuyau 7_8	586.69	102.2	0.01	-9.85	1.20	12.81	PEHD
Tuyau 8-24	572,74	229.2	0.01	-7.63	0.18	0.17	PEHD
Tuyau 8-16	167.77	257.8	0.01	-48.64	0.93	2.65	PEHD
Tuyau 9-10	197 .29	163.3	0.01	-14.89	0.71	2.81	PEHD
Tuyau 11-12	100	90	0.01	4.16	0.65	4.99	PEHD
Tuyau 10_11	139.69	130.8	0.01	-17.57	1.31	11.20	PEHD
Tuyau 11_14	600	184	0.01	-29.57	1.11	5.48	PEHD
Tuyau 12_13	138.91	61.4	0.01	1.10	0.37	2.93	PEHD
Tuyau 14-15	152.12	257.8	0.01	-35.55	0.68	1.50	PEHD
Tuyau 15-20	118.67	409.2	0.01	-107.90	0.80	1.20	PEHD
Tuyau 15-16	247.18	327.4	0.01	-68.60	0.60	1.55	PEHD
Tuyau 16-18	570.06	130.8	0.01	6.68	0.50	1.99	PEHD
Tuyau 16-17	319.06	61.4	0.01	2.53	0.85	12.90	PEHD
Tuyau 18-19	135.11	90	0.01	1.07	0.17	0.50	PEHD
Tuyau 20_21	530.34	368.2	0.01	41.09	0.39	0.99	PEHD
Tuyau 21-22	150.40	368.2	0.01	35.68	0.29	0.26	PEHD
Tuyau 22-23	492.28	229.2	0.01	-30.57	0.74	2.01	PEHD
Tuyau 25-26	302.05	204.6	0.01	-19.76	0.60	1.58	PEHD
Tuyau 24-23	215.41	90	0.01	-1.36	0.21	0.69	PEHD
Tuyau 23-25	260.57	204.6	0.01	-24.23	0.74	2.28	PEHD
Tuyau R-20	257.68	654.8	0.01	154.15	0.46	0.24	PEHD

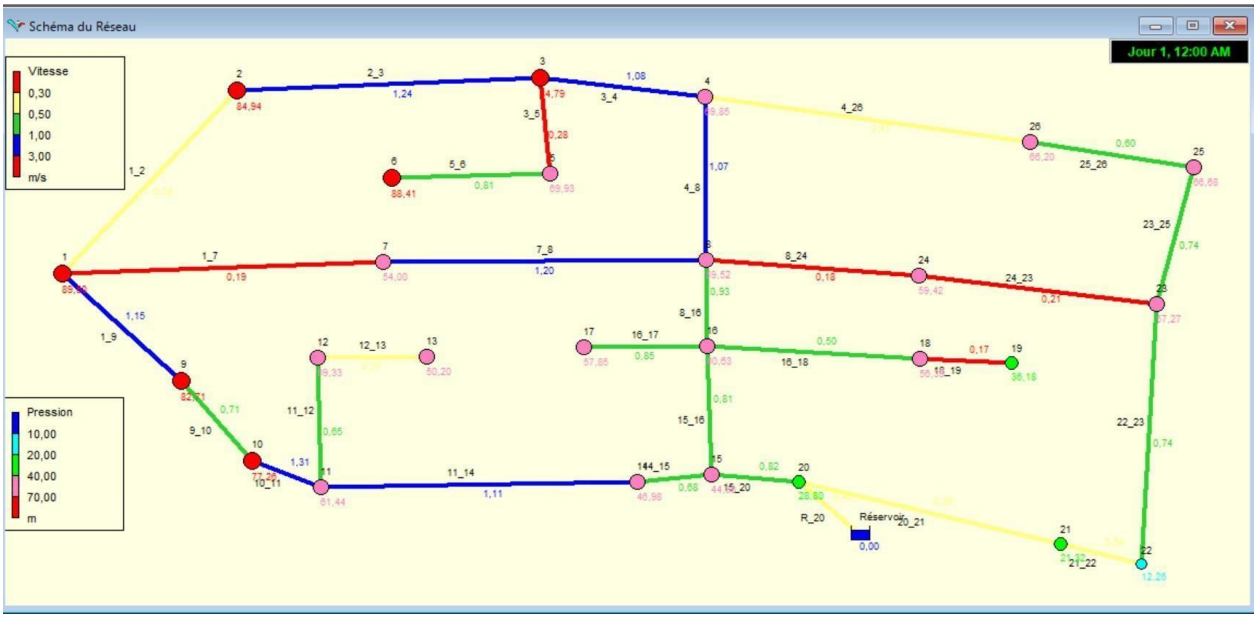


Figure VI-3 : schéma synoptique résultat de simulation ZONE 1 (cas de Qmin).

La solution : Bloc réduction pression avant compteur

VI-7-2-2- Variante 1 pour la zone 2

VI-7-2-2- 1cas pointe :

Tableau-IV-12 caractéristiques des nœuds zone 2 (Cas de pointe)

Nœud	Altitude (m)	Demande (l/s)	Pression (m)
Nœud n1	165	11,66	39.81
Nœud n2	154	25,13	67.70
Nœud n3	180.79	35,52	67.55
n3	180.79	/	37.55
Nœud n4	183.40	18.34	30.81
Nœud n5	206.43	16.15	53.36
Nœud n6	201.96	20.95	59.15
Nœud n7	236.14	15.16	28.01
Nœud n8	219.54	16.24	22.66
Nœud n9	240.10	30.33	27.16
Nœud n10	210.11	14.32	64.77
Nœud n11	176.66	19.41	67.16
Nœud n12	225.03	16	20.05
Nœud n13	242.20	10.47	13.96

Nœud n14	240.97	5.7	10.25
Nœud n15	250.15	11.05	18.01
Nœud n16	227.26	7.81	33.90
Nœud n17	236	2.4	25.37
Réservoir	270	276.24	0

Tableau-VI-13 : caractéristiques des tronçons Zone 2 (Cas de pointe)

N° de la conduite	Longueur (m)	Diamètre intérieur (mm)	Rugosité	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Perte de charge (m/km)	Matériau
Tuyau 1_2	519.03	90	0,01	11.66	1.83	32.41	PEHD
Tuyau 2_3	599.84	163,6	0,01	36.79	1.75	14.51	PEHD
Tuyau 3_4	589.39	114.6	0,01	12.48	1.22	11.49	PEHD
3-10	393.07	229.2	0,01	-84.39	2.05	12.94	PEHD
Tuyau 4-5	227.26	73.6	0,01	-5.66	1.38	24 .60	PEHD
Tuyau 5_6	491.96	163.6	0,01	22.01	1.05	5.66	PEHD
Tuyau 6-7	441.29	204.6	0,01	42.96	1.31	6.49	PEHD
Tuyau 7_8	233.86	204.6	0,01	-58.12	1.77	11.32	PEHD
Tuyau 8-9	489.01	368.2	0,01	74.36	0.70	1.02	PEHD
9-10	245.45	257.8	0,01	-98.71	1.89	9.73	PEHD
9-15	251.49	458.4	0,01	-254.98	1.54	3.39	
Tuyau 12_11	499.77	229.2	0,01	32.17	0.78	2.21	PEHD
Tuyau 12_13	212.39	102 .2	0,01	16.17	1.22	9.84	PEHD
Tuyau 14-13	253.87	114.6	0,01	5.70	0.56	2.81	PEHD
15-16	240.69	90	0,01	-10.21	1.60	25.40	PEHD
R-15	178.40	458.4	0,01	-276.24	1.67	3.93	PEHD
16-17	106.95	73.6	0,01	2.40	0.56	4.90	PEHD
TYEAU 9-11	204.6	229.2	0.01	51.58	1.25	20	/
Vanne 3- n 3	/	163.6	/	36.79	1.75	30	/

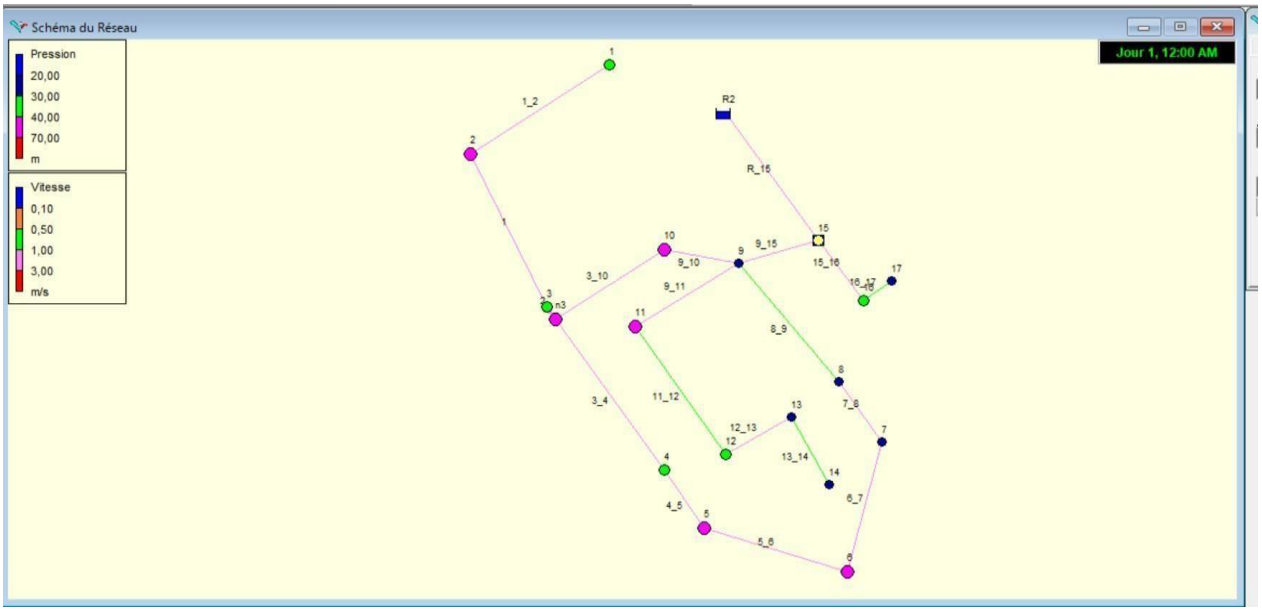


Figure VI-4 : schéma synoptique résultat de simulation ZONE 2 (cas de Pointe).

VI-7-2-2- 2 ZONE 2 POINT +INC

Tableau-IV-14 : caractéristiques des nœuds zone 2 (Cas de pointe +Inc.)

Nœud	Altitude (m)	Demande (l/s)	Pression (m)
Nœud n1	165	11,66	39.54
Nœud n2	154	25,13	67.36
Nœud n3	180.79	35,12	67.31
n3	180.79	/	37.31
Nœud n4	183.40	18.34	/
Nœud n5	206.43	16.15	30.58
Nœud n6	201.96	20.95	58.91
Nœud n7	236.14	15.16	27.78
Nœud n8	219.54	16.24	22.43
Nœud n9	240.10	30.33	26.92
Nœud n10	210.11	14.32	64.54
Nœud n11	176.66	19.41	66.93
Nœud n12	**225.03**	**33**	**33.40**
Nœud n13	242.20	10.47	13.73
Nœud n14	240.97	5.7	10.02
Nœud n15	250.15	11.05	27.77

Nœud n16	227.26	7.81	33.66
Nœud n17	236	2.4	25.14
Réservoir	270	276.24	0

Tableau-VI-15 : caractéristiques des tronçons Zone 2 (Cas de pointe+inc)

N° de la conduite	Longueur (m)	Diamètre intérieur (mm)	Rugosité	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Perte de charge (m/km)	Matériau
Tuyau 1_2	519.03	90	0,01	11.66	1.30	34.50	PEHD
Tuyau 2_3	599.84	163,6	0,01	36.79	1.50	40	PEHD
Tuyau 3_4	589.39	114.6	0,01	12.48	1.3	12.60	PEHD
3-10	393.07	229.2	0,01	-84.39	2.30	13.01	PEHD
Tuyau 4-5	227.26	73.6	0,01	-5.86	1.20	25.50	PEHD
Tuyau 5_6	491.96	163.6	0,01	22.01	1.01	9.00	PEHD
Tuyau 6-7	441.29	204.6	0,01	42.96	1.40	7.50	PEHD
Tuyau 7_8	233.86	204.6	0,01	-58.12	1.88	12.50	PEHD
Tuyau 8-9	489.01	368.2	0,01	74.36	0.80	2.10	PEHD
9-10	245.45	257.8	0,01	-98.71	1.90	10.10	PEHD
9-15	251.49	458.4	0,01	-272.98	1.70	4.40	
Tuyau 12_11	499.77	229.2	0,01	49.17	0.90	2.50	PEHD
Tuyau 12_13	212.39	102 .2	0,01	16.17	1.30	11.11	PEHD
Tuyau 14-13	253.87	114.6	0,01	5.70	0.66	3.50	PEHD
15-16	240.69	90	0,01	-10.21	1.77	30.10	PEHD
R-15	178.40	458.4	0,01	-293.84	1.80	4.10	PEHD
16-17	106.95	73.6	0,01	2.40	0.90	5.00	PEHD
Vanne 3- n 3	/	229.2	/	36.79	1.90	40	/
TYEAU 9-11	204.6	163.6	0.01	-68.58	1.50	40.50	/

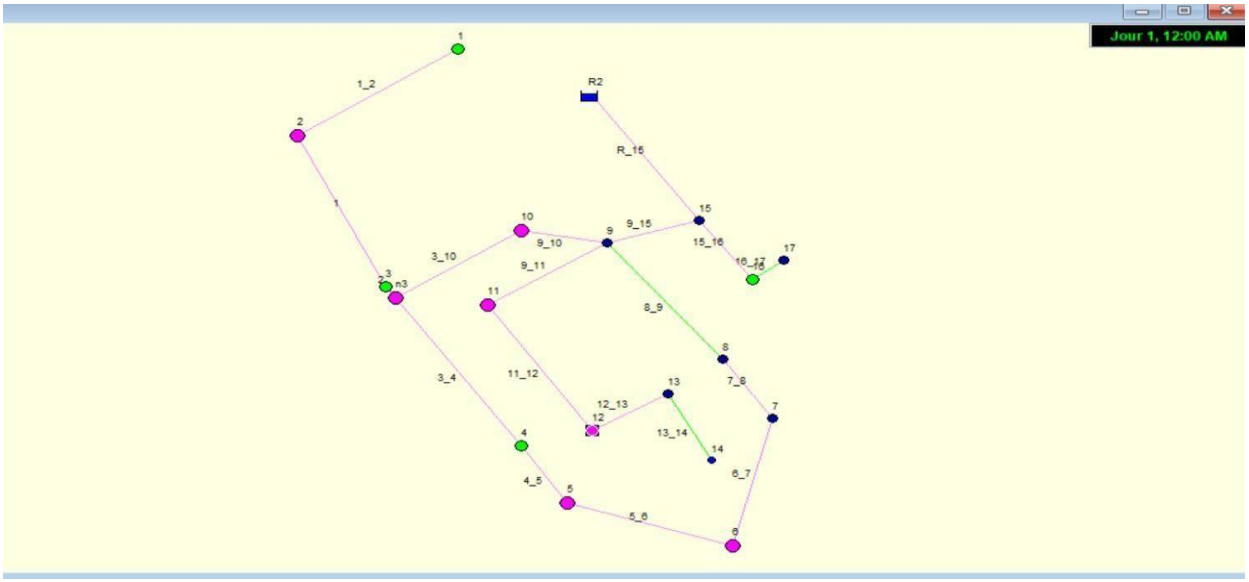


Figure VI-5 : schéma synoptique résultat de simulation ZONE 2 (cas de Pointe+inc).

VI-7-2-2- 3 Simulation dans heure creuse Qmin zone 2cas point :

Tableau-IV-16 : caractéristiques des nœuds zone 2 (Cas de Qmin)

Nœud	Altitude (m)	Demande (l/s)	Pression (m)
Nœud n1	165	3 .64	70.76
Nœud n2	154	7.85	83.90
Nœud n3	180.79	11.10	77.10
n3	180.79	11.10	/
Nœud n4	183.40	5.73	47.10
Nœud n5	206.43	5.04	65
Nœud n6	201.96	6.45	68.70
Nœud n7	236.14	4.73	33.29
Nœud n8	219.54	5.07	29.60
Nœud n9	240.10	9.79	29.66
Nœud n10	210.11	4.47	69.80
Nœud n11	176.66	6.06	70.50
Nœud n12	225.03	4.99	43.20
Nœud n13	242.20	3.27	38.38
Nœud n14	240.97	1.78	35.10
Nœud n15	250.15	3.45	29.76
Nœud n16	227.26	2.44	41.02
Nœud n17	236	0.75	32.95
Réservoir	270	86.90	0

Tableau-VI-17: caractéristiques des tronçons Zone 2 (Cas de Qmin)

N° de la conduite	Longueur (m)	Diamètre intérieur (mm)	Rugosité	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Perte de charge (m/km)	Matériau
Tuyau 1_2	519.03	90	0,01	3.64	0.57	3.92	PEHD
Tuyau 2_3	599.84	163,6	0,01	11.49	0.55	1.74	PEHD
Tuyau 3_4	589.39	114.6	0,01	3.91	0.38	1.42	PEHD
3-10	393.07	229.2	0,01	-26.50	0.64	1.55	PEHD
Tuyau 4-5	227.26	73.6	0,01	-1.82	0.43	3.01	PEHD
Tuyau 5_6	491.96	163.6	0,01	6.86	0.33	0.69	PEHD
Tuyau 6-7	441.29	204.6	0,01	13.40	0.41	0.78	PEHD
Tuyau 7_8	233.86	204.6	0,01	-18.13	0.55	1.35	PEHD
Tuyau 8-9	489.01	368.2	0,01	23.20	0.22	0.12	PEHD
9-10	245.45	257.8	0,01	-30.97	0.59	1.19	PEHD
9-15	251.49	458.4	0,01	-80.01	0.48	0.40	
Tuyau 12_11	499.77	229.2	0,01	10.04	0.31	0.48	PEHD
Tuyau 12_13	212.39	102 .2	0,01	5.05	0.62	3.83	PEHD
Tuyau 14-13	253.87	114.6	0,01	1.78	0.28	1.11	PEHD
Tuyau 15-16	240.69	90	0,01	-3.19	0.50	3.10	PEHD
Tuyau R-15	178.40	458.4	0,01	-66.65	0.54	0.48	PEHD
Tuyau 16-17	106.95	73.6	0,01	0.75	0.18	0.63	PEHD
Tuyau 9-11	204.6	229.2	0.01	-16.10	0.39	0.63	/
Vanne 3- n 3	/	163.6	/	11.49	0.55	30	/

Solution : Bloc réduction pression avant compteur

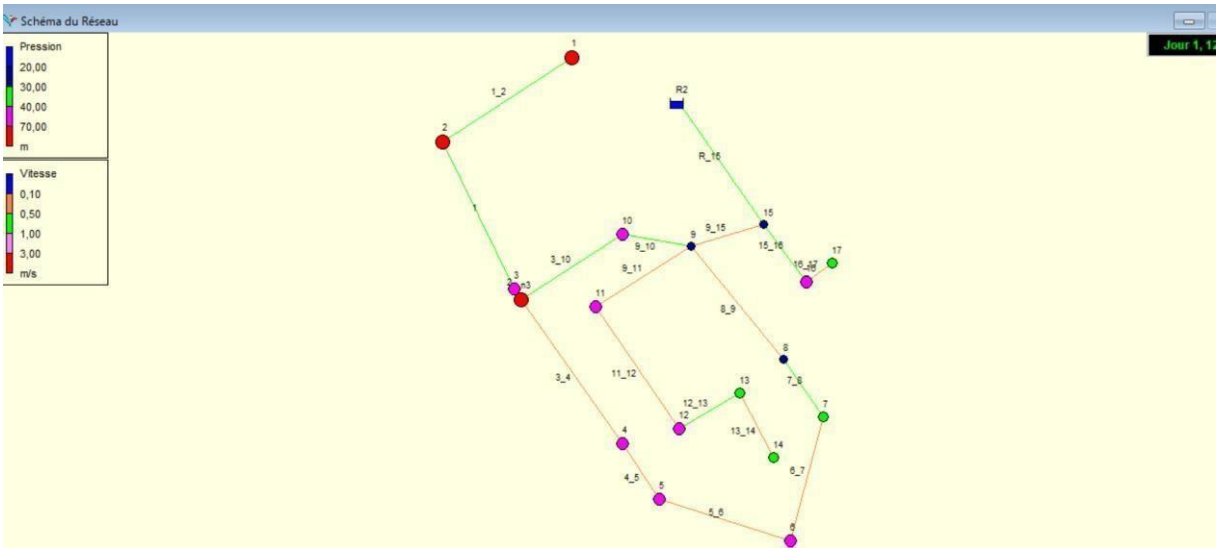


Figure VI-6 : schéma synoptique résultat de simulation ZONE 2 (cas de Qmin).

VI-7-2-3 Variante 2 : un seul réservoir qui alimente les deux zones :

VI-7-2-3-1 cas de point

Tableau-IV-18 : caractéristiques des nœuds Variante 2 (Cas de Pointe)

Nœud	Altitude (m)	Demande (l/s)	Pression (m)
Nœud n1	165	11,66	34.23
Nœud n2	154	25,13	45.63
Nœud n3	180.79	35,52	10.85
Nœud n4	180.79	18.34	10.53
Nœud n5	183.40	16.15	35.90
Nœud n6	206.43	20.95	53.43
Nœud n7	201.96	15.16	31.95
Nœud n8	236.14	16.24	27.17
Nœud n9	219.54	30.33	32.85
Nœud n10	240.10	14.32	62.85
Nœud n11	210.11	19.41	63.85
Nœud n12	176.66	16	17.55
Nœud n13	225.03	10.47	13.42
Nœud n14	242.20	5.70	10.04
Nœud n15	240.97	11.05	39.85
Nœud n16	250.15	7.81	55.74

Nœud n17	227.26	2.4	47.19
Nœud n18	250	0	39.88
Nœud n19	260	0	29.76
Nœud n20	250	0	39.59
Nœud n21	240	0	49.46
Nœud n22	225	0	64.19
Nœud n23	200	0	69.19
Nœud n24	200	0	68.93
Nœud n25	169	18.28	70.93
Nœud n26	170	16.98	59.48
Nœud 27	178	18.39	33.04
Nœud 28	194.66	5.16	52.91
Nœud 29	192.77	25.08	66.02
Nœud 30	170.76	8.79	55
Nœud 31	205	20.80	27.60
Nœud 32	207	29.97	25.14
Nœud 33	179	20.86	40.86
Nœud 34	185.56	5.99	48.02
Nœud 35	202.39	17.54	30.05
Nœud 36	194.19	6.85	38.27
Nœud 37	212.72	2.47	22
Nœud 38	220.14	13.98	10.76
Nœud 39	223.05	9.21	10.63
Nœud 40	206.33	23.20	24.45
Nœud 41	205.32	5 .67	23
Nœud 42	209.44	12.54	21.03
Nœud 43	212.05	2.40	11.96
Nœud 44	238.29	11.55	11.47
Nœud 45	245.98	12.11	14.47
Nœud 46	255	11.43	13.39
Nœud 47	209	17.23	19.98
Nœud 48	201.55	14.02	21.60
Nœud 49	189.11	10.01	31.69
Nœud 50	190.99	15.97	33.66
Réservoir	290	635.39	0

Tableau-VI-19 : caractéristiques des tronçons Variante 2(Cas de Pointe)

N° de la conduite	Longueur (m)	Diamètre intérieur (mm)	Rugosité	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Perte de charge (m/km)	Matériau
Tuyau 12-13	212.39	229.2	0,01	16.17	0.39	0.64	PEHD
Tuyau 6-7	441.29	204.6	0,01	94.62	2.89	28.36	PEHD
Tuyau 15-16	240.69	90	0,01	10.21	1.60	25.40	PEHD
Tuyau 16-17	106.95	73.6	0,01	2.40	0.57	5.10	PEHD
Tuyau R-15	178.40	581	0,01	-276.64	0.89	0.84	PEHD
Tuyau 8-9	489.01	368.2	0,01	-126.02	1.81	3.44	PEHD
Tuyau 8-7	233.86	257.8	0,01	109.78	2.24	13.78	PEHD
Tuyau 11-12	499.77	327.4	0,01	32.17	0.46	0.60	PEHD
Tuyau 13-14	253.87	130.8	0,01	5.70	0.43	1.49	PEHD
Tuyau 3-4	589.29	130.8	0,01	-39.18	2.95	50.29	PEHD
Tuyau 5-6	491.96	184	0,01	73.67	2.77	29.54	PEHD
Tuyau 4-5	227.26	163.6	0,01	57.52	2.86	37.03	PEHD
Tuyau 33-50	595.69	229.2	0,01	49.16	1.19	4.80	PEHD
Tuyau 49-50	302.05	184	0,01	32.53	1.22	6.53	PEHD
Tuyau 47-49	260.57	163.6	0,01	22.52	1.12	6.57	PEHD
Tuyau 29-30	297.15	290.6	0,01	76.55	1.16	3.43	PEHD
Tuyau 30-34	197.29	257.8	0,01	67.76	1.31	4.94	PEHD
Tuyau 34-35	139.69	257.8	0,01	61.77	1.19	4.17	PEHD
Tuyau 33-32	300.79	184	0,01	43.71	1.64	11.23	PEHD
Tuyau 31-32	586.69	368.2	0,01	-64.12	0.60	0.78	PEHD

Tuyau 29-31	582.33	290.6	0,01	-84.92	1.29	4.15	PEHD
Tuyau 32-48	572.74	130.8	0,01	12.54	0.94	6.19	PEHD
Tuyau 47-48	215.41	102.2	0,01	-3.43	0.40	1.77	PEHD
Tuyau 46-47	492.28	90	0,01	1.85	0.29	1.19	PEHD
Tuyau 45-46	150.40	114.6	0,01	-9.58	0.94	7.17	PEHD
Tuyau 44-45	530.34	204.6	0,01	-21.69	0.66	1.89	PEHD
Tuyau 39-44	118.67	257.8	0,01	-33.24	0.64	1.34	PEHD
Tuyau 38-39	152.12	204.6	0,01	-20.93	0.64	1.77	PEHD
Tuyau 35-38	600	229.2	0,01	-34.91	0.85	2.57	PEHD
Tuyau 35-36	246.18	184	0,01	9.32	0.35	0.68	PEHD
Tuyau 36-37	138.91	90	0,01	2.47	0.39	1.96	PEHD
Tuyau 32-40	167.77	229.2	0,01	65.33	1.59	8.10	PEHD
Tuyau 39-40	247.18	257.8	0,01	21.52	0.41	0.61	PEHD
Tuyau 40-41	319.06	90	0,01	5.67	0.89	8.71	PEHD
Tuyau 40-42	570.06	229.2	0,01	14.94	0.36	0.55	PEHD
Tuyau 27-28	290.21	90	0,01	5.16	1.77	48.52	PEHD
Tuyau 26-27	181.45	102.2	0,01	23.55	2.88	64.34	PEHD
Tuyau 26-33	275.73	290.6	0,01	113.73	1.72	7.12	PEHD
Tuyau R-18	290.14	654.8	0,01	358.75	0.71	0.42	PEHD
Tuyau 18-19	280	654.8	0,01	358.75	0.71	0.42	PEHD
Tuyau 19-20	390.47	654.8	0,01	358.75	0.71	0.42	PEHD
Tuyau 20-21	323.23	654.8	0,01	358.75	0.71	0.42	PEHD
Tuyau 21-22	417.35	654.8	0,01	358.75	0.84	0.63	PEHD

Tuyau 42-43	135.11	90	0,01	-2.40	0.38	1.87	PEHD
Tuyau 1-2	519.03	204.6	0,01	-11.66	0.37	0.68	PEHD
Tuyau 2-3	599.84	204.6	0,01	36.79	1.17	5.45	PEHD
Tuyau 23-24	414	654.8	0,01	358.75	0.84	0.63	PEHD
Tuyau 25-26	497.43	327.2	0,01	-153.92	1.83	6.93	PEHD
Tuyau 25-29	530.25	327.2	0,01	186.55	2.22	9.90	PEHD
Vanne 22-23	/	654.8	/	358.75	0.84	20	/
Vanne 24-25	/	654.8	/	358.75	0.84	28	/
Vanne 3-10	/	257.8	/	33.13	0.67	70	/
Vanne 9-15	/	581	/	255.38	0.82	17	/
Vanne 9-11	/	204.6	/	51.58	1.58	29	/
Vanne 9-10	/	327.2	/	-47.45	0.67	0	/

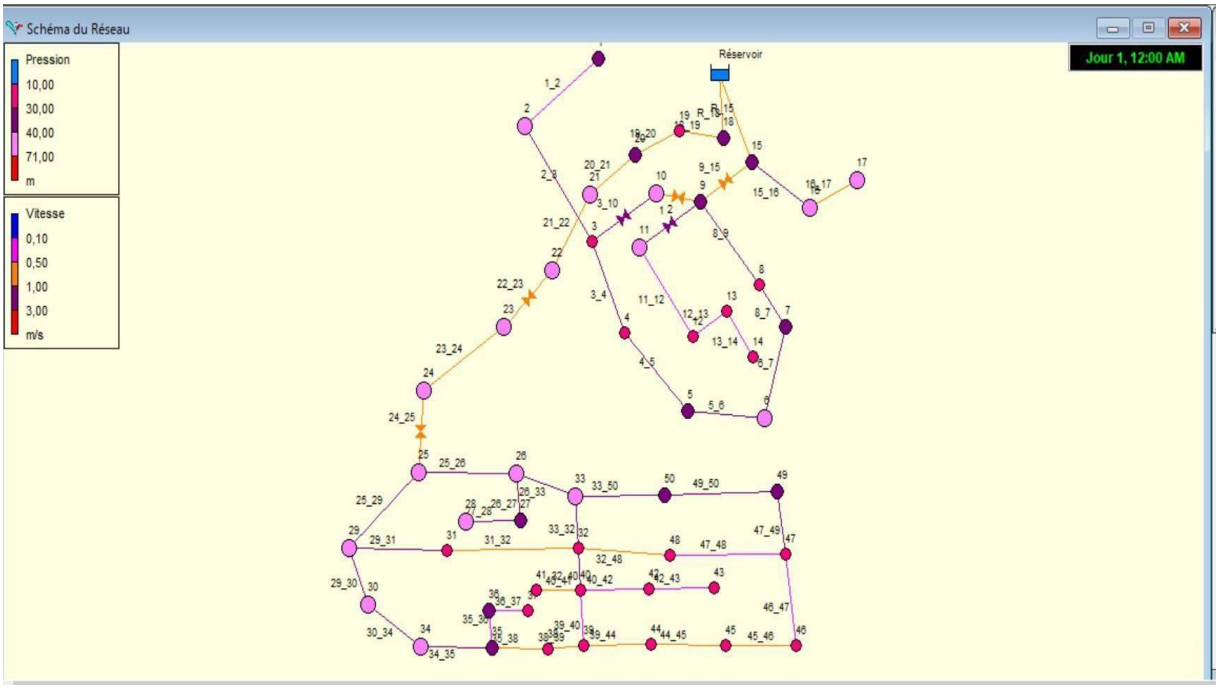


Figure VI-7 : schéma synoptique résultat de simulation Variante 2(cas de Pointe).

VI-7-2-3-2 cas de point +incendie :

Tableau-IV-20 : caractéristiques des nœuds Variante 2 (Cas de Pointe+inc))

Nœud	Altitude (m)	Demande (l/s)	Pression (m)
Nœud n1	165	11,66	30.97
Nœud n2	**154**	**42,13**	**42.37**
Nœud n3	180.79	35,52	10.83
Nœud n4	180.79	18.34	10.51
Nœud n5	183.40	16.15	35.89
Nœud n6	206.43	20.95	53.42
Nœud n7	201.96	15.16	31.93
Nœud n8	236.14	16.24	27.15
Nœud n9	219.54	30.33	32.83
Nœud n10	240.10	14.32	62.83
Nœud n11	210.11	19.41	63.82
Nœud n12	176.66	16	17.53
Nœud n13	225.03	10.47	13.40
Nœud n14	242.20	5.7	10.02
Nœud n15	240.97	11.05	39.84
Nœud n16	250.15	7.81	55.72
Nœud n17	227.26	2.4	47.17
Nœud n18	250	0	39.88
Nœud n19	260	0	29.76
Nœud n20	250	0	39.59
Nœud n21	240	0	49.46
Nœud n22	225	0	64.19
Nœud n23	200	0	69.19
Nœud n24	200	0	68.93
Nœud 25	169	25.08	70.93
Nœud 26	170	18,28	55.48
Nœud 27	178	16.98	33.04
Nœud 28	194.66	20.86	40.97
Nœud 29	192.77	18.39	66.02
Nœud 30	170.76	5.16	55
Nœud 31	205	20.80	27.60

Nœud 32	207	28.97	25.14
Nœud 33	179	8 .79	40.86
Nœud 34	185.56	5.99	48.02
Nœud 35	202.39	17.54	30.05
Nœud 36	194.19	6.85	38.27
Nœud 37	212.72	2.47	22
Nœud 38	220.14	13.98	10.76
Nœud 39	223.05	9.21	10.63
Nœud 40	206.33	23.20	24.45
Nœud 41	205.32	5.67	23
Nœud 42	209.44	12.54	21.03
Nœud 43	212.05	2.40	11.96
Nœud 44	238.29	11.55	11.47
Nœud 45	245.98	12.11	14.47
Nœud 46	255	11.43	13 .39
Nœud 47	209	17.23	19.98
Nœud 48	201.55	14.02	21.60
Nœud 49	189.11	10.01	31.69
Nœud 50	190.99	15.97	33.66
Réservoir	290	652.39	0

Tableau-VI-21 : caractéristiques des tronçons Variante 2Cas de Pointe+inc)

N° de la conduite	Longueur (m)	Diamètre intérieur (mm)	Rugosité	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Perte de charge (m/km)	Matériau
Tuyau 12-13	212.39	229.2	0,01	16.17	0.39	0.64	PEHD
Tuyau 6-7	441.29	204.6	0,01	94.62	2.89	28.36	PEHD
Tuyau 15-16	240.69	90	0,01	10.21	1.60	25.40	PEHD
Tuyau 16-17	106.95	73.6	0,01	2.40	0.57	5.10	PEHD
Tuyau R-15	178.40	581	0,01	-293.94	0.94	0.93	PEHD

Tuyau 8-9	489.01	368.2	0,01	-126.02	1.31	3.44	PEHD
Tuyau 8-7	233.86	257.8	0,01	109.78	2.24	13.78	PEHD
Tuyau 11-12	499.77	327.4	0,01	32.17	0.46	0.60	PEHD
Tuyau 13-14	253.87	130.8	0,01	5.70	0.43	1.49	PEHD
Tuyau 3-4	589.29	130.8	0,01	-39.18	2.95	50.29	PEHD
Tuyau 5-6	491.96	184	0,01	73.67	2.77	29.54	PEHD
Tuyau 4-5	227.26	163.6	0,01	57.52	2.86	37.03	PEHD
Tuyau 33-50	595.69	229.2	0,01	49.16	1.19	4.80	PEHD
Tuyau 49-50	302.05	184	0,01	32.53	1.22	6.53	PEHD
Tuyau 47-49	260.57	163.6	0,01	22.52	1.12	6.57	PEHD
Tuyau 29-30	297.15	290.6	0,01	76.55	1.16	3.43	PEHD
Tuyau 30-34	197.29	257.8	0,01	67.76	1.31	4.94	PEHD
Tuyau 34-35	139.69	257.8	0,01	61.77	1.19	4.17	PEHD
Tuyau 33-32	300.79	184	0,01	43.71	1.64	11.23	PEHD
Tuyau 31-32	586.69	368.2	0,01	-64.12	0.60	0.78	PEHD
Tuyau 29-31	582.33	290.6	0,01	-84.92	1.29	4.15	PEHD
Tuyau 32-48	572.74	130.8	0,01	12.54	0.94	6.19	PEHD
Tuyau 47-48	215.41	102.2	0,01	-3.43	0.40	1.77	PEHD
Tuyau 46-47	492.28	90	0,01	1.85	0.29	1.19	PEHD
Tuyau 45-46	150.40	114.6	0,01	-9.58	0.94	7.17	PEHD
Tuyau 44-45	530.34	204.6	0,01	-21.69	0.66	1.89	PEHD
Tuyau 39-44	118.67	257.8	0,01	-33.24	0.64	1.34	PEHD
Tuyau 38-39	152.12	204.6	0,01	-20.93	0.64	1.77	PEHD

Tuyau 35-38	600	229.2	0,01	-34.91	0.85	2.57	PEHD
Tuyau 35-36	246.18	184	0,01	9.32	0.35	0.68	PEHD
Tuyau 36-37	138.91	90	0,01	2.47	0.39	1.96	PEHD
Tuyau 32-40	167.77	229.2	0,01	65.33	1.59	8.10	PEHD
Tuyau 39-40	247.18	257.8	0,01	21.52	0.41	0.61	PEHD
Tuyau 40-41	319.06	90	0,01	5.67	0.89	8.71	PEHD
Tuyau 40-42	570.06	229.2	0,01	14.94	0.36	0.55	PEHD
Tuyau 27-28	290.21	90	0,01	5.16	1.77	48.52	PEHD
Tuyau 26-27	181.45	102.2	0,01	23.55	2.88	64.34	PEHD
Tuyau 26-33	275.73	290.6	0,01	113.73	1.72	7.12	PEHD
Tuyau R-18	290.14	654.8	0,01	358.75	0.71	0.42	PEHD
Tuyau 18-19	280	654.8	0,01	358.75	0.71	0.42	PEHD
Tuyau 19-20	390.47	654.8	0,01	358.75	0.71	0.42	PEHD
Tuyau 20-21	323.23	654.8	0,01	358.75	0.71	0.42	PEHD
Tuyau 21-22	417.35	654.8	0,01	358.75	0.84	0.63	PEHD
Tuyau 42-43	135.11	90	0,01	-2.40	0.38	1.87	PEHD
Tuyau 1-2	519.03	204.6	0,01	-11.66	0.37	0.68	PEHD
Tuyau 2-3	599.84	204.6	0,01	53.79	1.71	10.96	PEHD
Tuyau 23-24	414	654.8	0,01	358.75	0.84	0.63	PEHD
Tuyau 25-26	497.43	327.2	0,01	-153.92	1.83	6.93	PEHD
Tuyau 25-29	530.25	327.2	0,01	186.55	2.22	9.90	PEHD
Vanne 22-23	/	654.8	/	358.75	0.84	20	/
Vanne 24-25	/	654.8	/	358.75	0.84	28	/

Vanne 3-10	/	257.8	/	50.13	1.02	70	/
Vanne 9-15	/	581	/	272.38	0.87	17	/
Vanne 9-11	/	204.6	/	51.58	1.58	29	/
Vanne 9-10	/	327.2	/	-64.45	0.91	0	/

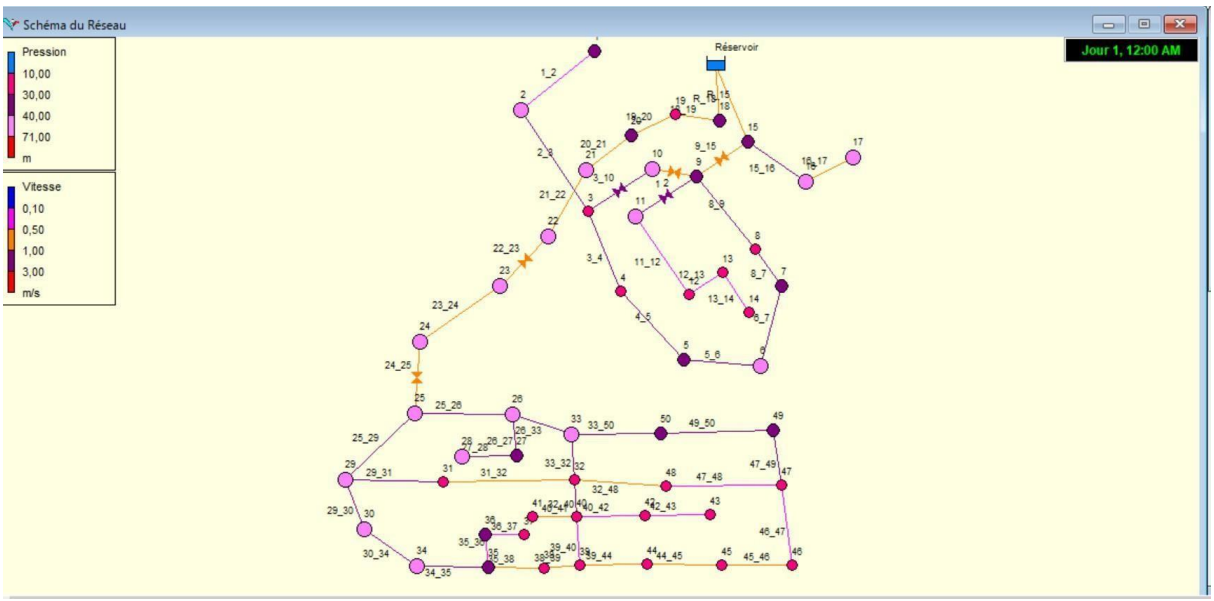


Figure VI-8 : schéma synoptique résultat de simulation Variante 2 (cas de Pointe+inc).

VI-7-2-3-3 Simulation de Qmin :

Tableau-IV-22 : caractéristiques des nœuds zone 2 Variante 2 (Cas de Qmin)

Nœud	Altitude (m)	Demande (l/s)	Pression (m)
Nœud n1	165	4,55	37.32
Nœud n2	154	9,80	48.39
Nœud n3	180.79	13.86	10.97
Nœud n4	180.79	7 .15	40.24
Nœud n5	183.40	6.30	84.74
Nœud n6	206.43	8.17	66.70
Nœud n7	201.96	5.91	35.81
Nœud n8	236.14	6.33	28.58
Nœud n9	219.54	11.83	32.97

Nœud n10	240.10	5.58	62.97
Nœud n11	210.11	7.57	63.97
Nœud n12	176.66	6.24	17.92
Nœud n13	225.03	4.08	13.89
Nœud n14	242.20	2.22	10.82
Nœud n15	240.97	4.31	39.90
Nœud n16	250.15	3.04	60.87
Nœud n17	227.26	0.93	52.77
Nœud n18	250	0	40
Nœud n19	260	0	29.98
Nœud n20	250	0	39.97
Nœud n21	240	0	59 .01
Nœud n22	225	0	65
Nœud n23	200	0	69.80
Nœud n24	200	0	70.08
Nœud 25	169	6.28	81.92
Nœud 26	170	4.58	63.49
Nœud 27	178	4.25	49
Nœud 28	194.66	5.22	80.66
Nœud 29	192.77	2.10	81.33
Nœud 30	170.76	1.29	62.24
Nœud 31	205	5.21	36.21
Nœud 32	207	7.26	33.88
Nœud 33	179	2.20	46.64
Nœud 34	185.56	1.50	56.15
Nœud 35	202.39	4.39	39.71
Nœud 36	194.19	1.71	46.90
Nœud 37	212.72	0.61	30.13
Nœud 38	220.14	3.35	20.67
Nœud 39	223.05	2.31	20.71
Nœud 40	206.33	5.81	34.60
Nœud 41	205.32	1.42	34.15
Nœud 42	209.44	3.14	30.45
Nœud 43	212.05	0 .60	21
Nœud 44	238.29	2.89	21.60

Nœud 45	245.98	3.03	40
Nœud 46	255	2.86	25.70
Nœud 47	209	4.31	31.74
Nœud 48	201.55	3.51	33.36
Nœud 49	189.11	2.50	41.90
Nœud 50	190.99	4	42.07
Réservoir	290	194,45	0

Tableau-VI-23 : caractéristiques des tronçons Variante 2 (Cas de Qmin)

N° de la conduite	Longueur (m)	Diamètre intérieur (mm)	Rugosité	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Perte de charge (m/km)	Matériau
Tuyau 12-13	212.39	229.2	0,01	6.30	0.15	0.12	PEHD
Tuyau 6-7	441.29	204.6	0,01	44.61	1.36	7.05	PEHD
Tuyau 15-16	240.69	90	0,01	3.97	0.62	4.58	PEHD
Tuyau 16-17	106.95	73.6	0,01	0.93	0.22	0.95	PEHD
Tuyau R-15	178.40	581	0,01	-107.87	0.35	0.15	PEHD
Tuyau 8-9	489.01	368.2	0,01	-56.85	0.59	0.80	PEHD
Tuyau8-7	233.86	257.8	0,01	50.52	1.03	3.30	PEHD
Tuyau 11-12	499.77	327.4	0,01	12.54	0.18	0.11	PEHD
Tuyau 13-14	253.87	130.8	0,01	2.22	0.15	0.28	PEHD
Tuyau 3-4	589.29	130.8	0,01	-22.99	2.42	10.5	PEHD
Tuyau 5-6	491.96	184	0,01	30.14	1.50	11.20	PEHD
Tuyau 4-5	227.26	163.6	0,01	12.40	0.30	0.40	PEHD
Tuyau 33-50	595.69	229.2	0,01	8.40	0.35	0.56	PEHD
Tuyau 49-50	302.05	184	0,01	5.90	0.29	0.59	PEHD
Tuyau 47-49	260.57	163.6	0,01	20.01	0.31	0.30	PEHD
Tuyau	297.15	290.6	0,01	17.81	0.34	0.44	PEHD

29-30							
Tuyau 30-34	197.29	257.8	0,01	16.31	0.27	0.37	PEHD
Tuyau 34-35	139.69	257.8	0,01	13.93	0.53	1.41	PEHD
Tuyau 33-32	300.79	184	0,01	-11	0.34	0.56	PEHD
Tuyau 31-32	586.69	368.2	0,01	-16.21	0.25	0.20	PEHD
Tuyau 29-31	582.33	290.6	0,01	2.73	0.29	0.90	PEHD
Tuyau 32-48	572.74	130.8	0,01	0.78	0.12	0.90	PEHD
Tuyau 47-48	215.41	102.2	0,01	0.81	0.27	1.77	PEHD
Tuyau 46-47	492.28	90	0,01	-2.05	0.20	1.94	PEHD
Tuyau 45-46	150.40	114.6	0,01	-5.08	0.40	1.41	PEHD
Tuyau 44-45	530.34	204.6	0,01	-7.97	0.38	1.22	PEHD
Tuyau 39-44	118.67	257.8	0,01	-6.25	0.29	0.57	PEHD
Tuyau 38-39	152.12	204.6	0,01	-9.60	0.47	0.65	PEHD
Tuyau 35-38	600	229.2	0,01	2.32	0.41	0.48	PEHD
Tuyau 35-36	246.18	184	0,01	0.61	0.30	1.06	PEHD
Tuyau 36-37	138.91	90	0,01	15	0.40	5.09	PEHD
Tuyau 32-40	167.77	229.2	0,01	4.03	0.36	0.56	PEHD
Tuyau 39-40	247.18	257.8	0,01	1.42	0.20	0.30	PEHD
Tuyau 40-41	319.06	90	0,01	3.74	0.50	5.13	PEHD
Tuyau 40-42	570.06	229.2	0,01	1.29	0.39	1.57	PEHD
Tuyau 27-28	290.21	90	0,01	3.39	0.31	1.69	PEHD
Tuyau 26-27	181.45	102.2	0,01	31.61	0.41	1.89	PEHD
Tuyau 26-33	275.73	290.6	0,01	86.33	0.48	0.69	PEHD
Tuyau	290.14	654.8	0,01	86.33	0.16	0.03	PEHD

R-18							
Tuyau 18-19	280	654.8	0,01	86.33	0.18	0.04	PEHD
Tuyau 19-20	390.47	654.8	0,01	86.33	0.30	0.30	PEHD
Tuyau 20-21	323.23	654.8	0,01	86.33	0.32	1.5	PEHD
Tuyau 21-22	417.35	654.8	0,01	86.33	0.38	3.70	PEHD
Tuyau 42-43	135.11	90	0,01	-10.60	0.27	2.20	PEHD
Tuyau 1-2	519.03	204.6	0,01	-4.55	0.29	4.80	PEHD
Tuyau 2-3	599.84	204.6	0,01	14.35	0.32	1.10	PEHD
Tuyau 23-24	414	654.8	0,01	86.33	0.38	6.10	PEHD
Tuyau 25-26	497.43	327.2	0,01	-39.25	0.30	10.01	PEHD
Tuyau 25-29	530.25	327.2	0,01	42.50	0.37	20.20	PEHD
Vanne 22-23	/	654.8	/	86.33	0.30	3.30	/
Vanne 24-25	/	654.8	/	86.33	0.40	5.50	/
Vanne 3-10	/	257.8	/	5.22	0.50	16.10	/
Vanne 9-15	/	581	/	99.59	0.39	20.02	/
Vanne 9-11	/	204.6	/	20.11	0.48	11.11	/
Vanne 9-10	/	327.2	/	-10.80	0.41	14.15	/

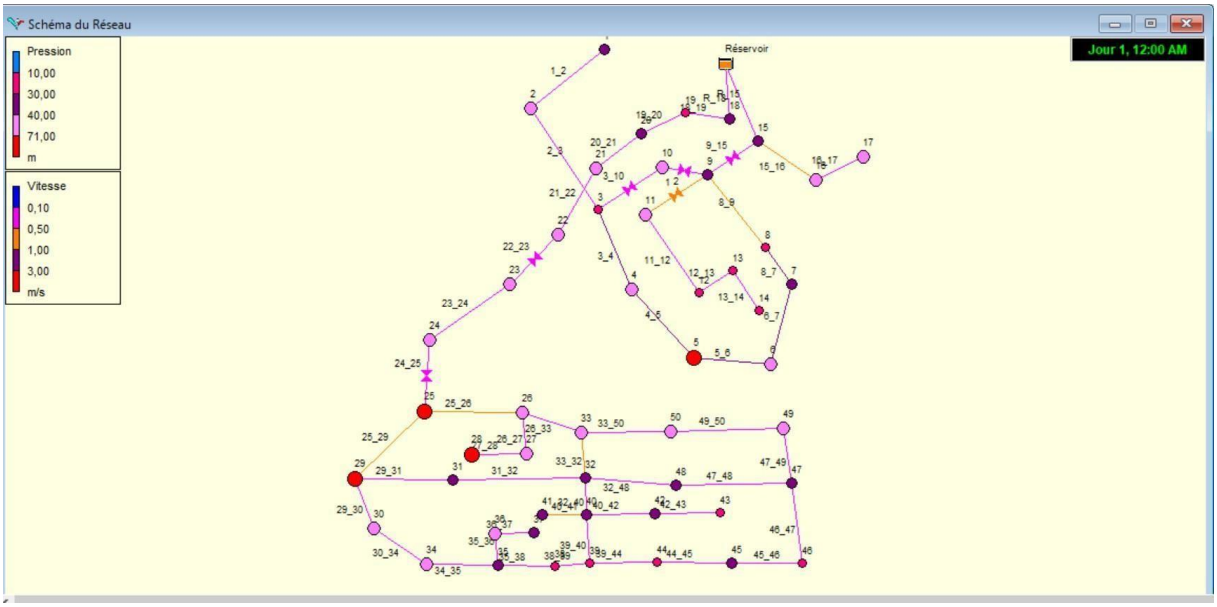


Figure VI-9: schéma synoptique résultat de simulation Variante 2 (cas de Qmin).

Solution : Bloc réduction pression avant compteur

VI-7-3 Choix de la meilleur Variante :

Etude technique des variantes

Variante 1

Cas de pointe : (10.21m ; 68.69m)

- Cas de pointe + incendie : (10.21 m ; 68.40m)

Et des valeurs de vitesse qui varient entre :

- Cas de pointe : (0.38 m/s ; 2.93m/s)
-

Cas de pointe + incendie : (0.41m/s ; 2.94 m/s)

Variante 2 :

- Cas de pointe : (10.51; 70.93m)
- Cas de pointe + incendie : (11.47m ; 69.19m)

Et des valeurs de vitesse qui varient entre :

- Cas de pointe : (0.39 m/s ; 2.95 m/s)
- Cas de pointe + incendie : 0 .3 m/s ; 2.88 m/

Donc la meilleure variante est la variante 1

Conclusion

Les réseaux de distribution d'eau doivent garantir un approvisionnement en quantité suffisante et à des pressions adéquates pour répondre efficacement aux besoins des usagers.

Dans ce chapitre, nous avons réalisé les étapes suivant :

- L'établissement d'un tracé optimal du réseau de distribution.
- Le calcul des débits (spécifique, nodal…)
- La proposition des deux variantes
- Une analyse comparative des ces deux variantes afin d'identifier la solution la plus technique.

Chapitre V : Surpresseur

Introduction :

Dans le cas ou la pression de l'eau fournie par les réseaux urbains ne suffit pas à desservir les étages supérieur des batiments , il est indipensable d'installer un systéme de surpression autonome ou automatique .

V_1 :BUT :

- L'importance de l'utilisation d'un surpresseur
- La composition de cet appariel
- Son mode d'opération

V_2 Définition de surpression :

La surpression est définir l'augmentation de pression dans les points plus défavorable

V_3 Définition d'un surpresseur :

C'est un group des pompes équipées des éléments électromécaniques pouvant augmenté la pression.

V-4- Type de surpresseur :

Tableau V-1 représente type du surpresseur

Type	Définition	Avantages	Inconvénients	Usage
Avec ballon	Pompe avec un réservoir à air qui garde la pression	Economique	Le ballon prend de la place	Petit réseau, Maison
Sans ballon (électronique)	Pompe qui s'allume quand on ouvre le robine	Précis	La pompe s'use plus rapide	Locaux moderne , maison
Groupe multi-pompes	Plusieurs pompes qui fonctionnent ensemble	Fiable	Cout élevé	Bâtiment collectif, industriel
Avec bâche	Pompe qui prend l'eau dans une cuve (bâche) Pompe qui prend l'eau dans une cuve (bâche)	Indépendant avec réseau	Nécessite un espace pour la bâche	Sites sans pression
Portable	Petite pompe facile à déplacer	Pratique	Usage illimité	Jardin

V-5- Raccordement de surpresseur :

Le raccordement d'un surpresseur au réseau d'eau se faire avec deux méthodes :

- Raccordement sur bâche
- Raccordement sur eau de ville qui branché directement sur réseau.

V-6- Constituants de station de surpresseur :

La pompe fonctionne dans le cas où :

$P \leq Pmin$ (Pmin = 1 bar)

Et arrêter si :

pour les bâtiments R+25 : $P \geq Pmax$ (Pmax = 8.4 bars)

pour les bâtiments R+20 : $P \geq Pmax$ (Pmax =6.9 bars)

pour les bâtiments R+15 : $P \geq Pmax$ (Pmax = 5.4 bars)

pour les bâtiments R+10 : $P \geq Pmax$ (Pmax = 3.9bars)

Tableau V-2 représente les éléments du surpresseur

Élément	Description
Ensemble électropompe	Une pompe entrainée par un moteur électrique unique.
Pressostats	Commandes électriques activées par la pression de l'eau pour démarrer ou arrêter la pompe
Armoire électrique	Contient les appareils nécessaires à l'automatisation du système.
Réservoir à air et eau sous pression	Maintient la pression dans le réseau lorsque les pompes sont arrêtées (installé sur la conduite de refoulement). Maintient la pression dans le réseau lorsque les pompes sont arrêtes (installer sur la conduite de refoulement).
Niveau de précision	Protège le surpresseur en détectant l'absence d'eau (souvent appelé « poire de niveau »).

V-7- Choix de la pompe de refoulement :

Pour le choix des pompes on a utilisé le logiciel KSB easy select. On a assuré 1 bar pour chaque bâtiment :

$Q_{dim} = K_S . Q_{app}$

K_S: coefficient de simultanéité , $K_S = \frac{1}{\sqrt{n}-1}$

n : nombre de robinet vanne .

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

Tableau V-3 représente les appareils et Qmin

Appareils	Q_{min} (l/s)
Lavabo	0.20
Evier, douche	0.20
Baignoire	0.33
WC avec robinet de chasse	1.50
Lave mains	0.1
Machine à laver le linge	0.20
Machine à laver la vaisselle	0.10

R.Delebecque, 1983)

Avec : Hmt= 4n+10+ΔH

$\Delta H = \Delta H_L + \Delta H_S \Delta H_L$: pertes de charge linéaires ou pertes de charge produites par le frottement du fluide sur la paroi de la canalisation. On adopte en générale 0.3 m par étage
Pour une 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 15% du pertes de charge linéaires.

Pour les bâtiments R+25 (150 logements / bâtiment) :

Tableau V-4 représente les débits en fonction robinet R+25

Robinet	Débit (l/s)
Evier	150*0,20=30
Lavabo	150*0,20=30
Bidet	150*0,20=30
Baignoire	150*0,33=49,5
WC	150*0,12=18
Lave le linge	150*0,20=30
laver la vaisselle	150*0,10=15

Donc :

Q_{app} = 202,5 l/s

$K_{S=}$ 0,03

Qdim=21.87M3/H.

H_g = 25*3+ 3 = **78 m**

ΔH_L = 0.3*25 = 7,5 m

ΔH_S = 7,5*0.15 = 1,125 m

ΔH = 8,6 m

Hmt = 78+6+8,6 = **92,6 m**

Caractéristiques du système :

Exécution : Installation multi-pompes (fonct. parallèle)
Fabricant : KSB
pompe(s) : Movitec /40.3 B
Nombre de pompes : 1
Nombre d'étages : 3
Mode de fonctionnement : Vitesse variable
Raccordement direct .
Pompe de secours :1 .



Figure V-1 : représente pompe MOVITEC

Caractéristiques de fonctionnement

Débit 22.04m³/h
Hauteur manométrique tot. 93.90 m
Pression d'enclench.9.19 bar.

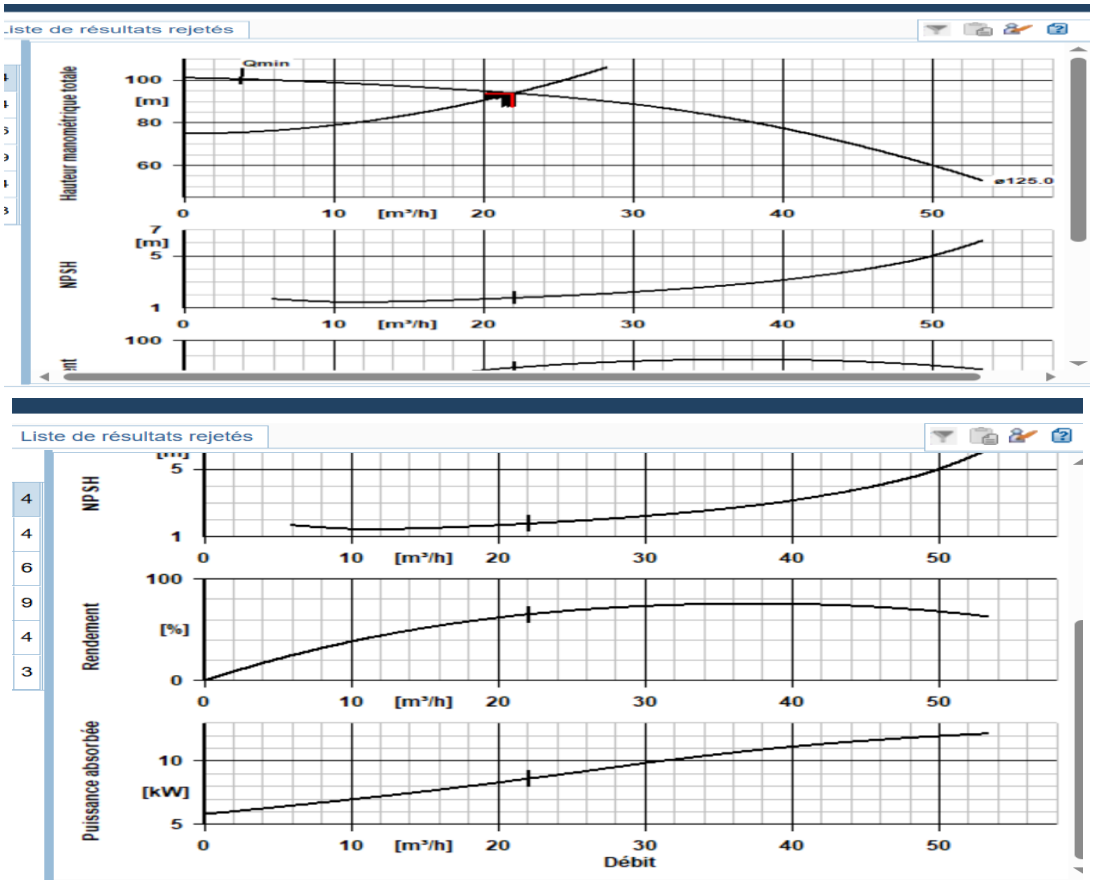


Figure V -2 :Les courbes caractéristiques de la pompe Movitec /40 B DU BATIMENT R+25

Pour les bâtiments R+20 (120 logements / bâtiment) :

Tableau V-5 représente les débits en fonction robinet R+20

Robinet	Débit (l/s)
Evier	120*0,20=24
Lavabo	120*0,20=24
Bidet	120*0,20=24
Baignoire	120*0,33=39,6
WC	120*0,12=18
Lave le linge	120*0,20=24
laver la vaisselle	120*0,10=1

Donc :

Qapp=154,6l/s

Ks=0,034

Qdim=18,90m3/h
Hg= 20*3+3=63m
ΔH_L = 0.3*20 = 6 m

ΔH_S = 6*0.15 = 0.9 m

Δhtot = 6.9 m

Hmt= 75.9m

Caractéristiques du système :

Exécution : Installation multi-pompes (fonct. parallèle)
Fabricant : KSB
pompe(s) : Movitec /40 .4 B
Nombre de pompes : 1
Nombre d'étages : 4
Mode de fonctionnement : Vitesse variable
Raccordement direct .
Pompe de secours :1 .

Caractéristiques de fonctionnement

Débit 26.08m³/h
Hauteur manométrique tot. 92.18 m
Pression d'enclench.9 bar.

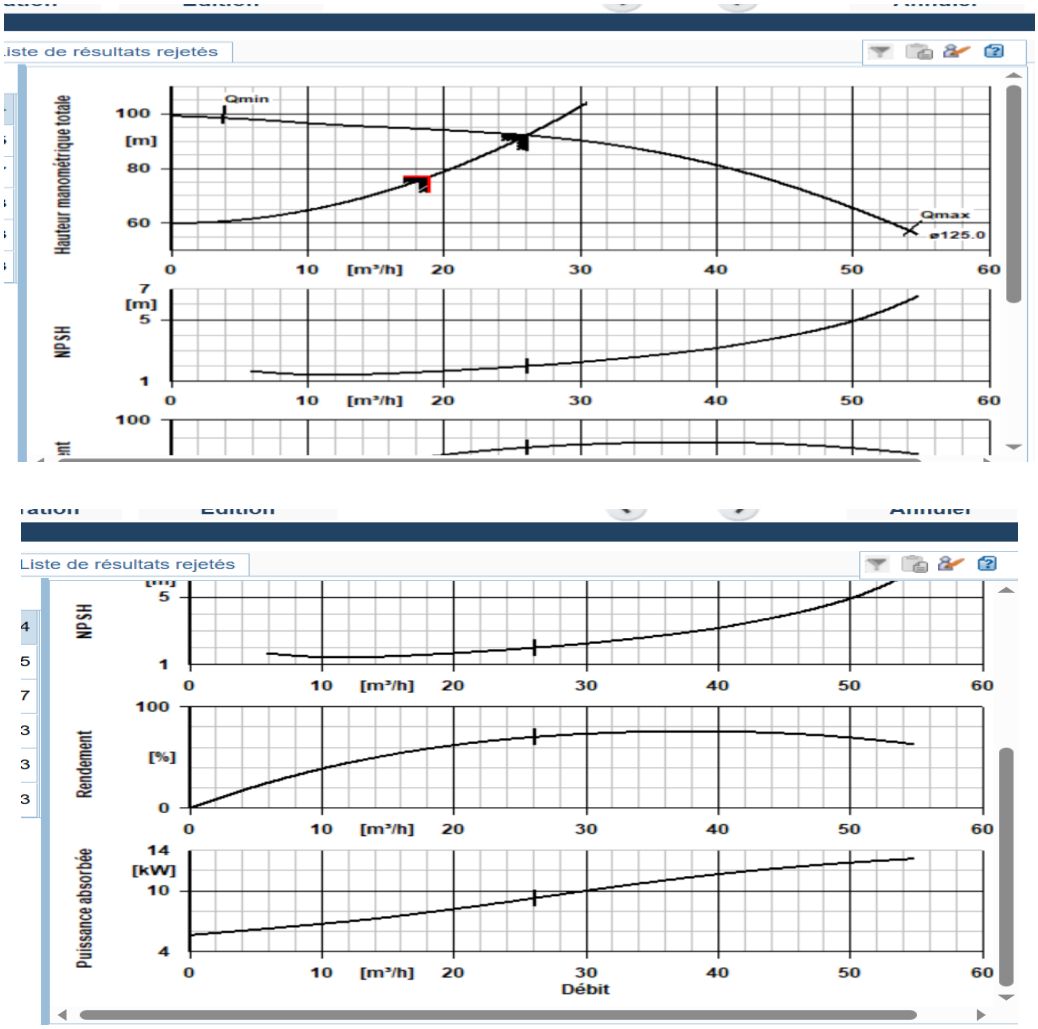


Figure V -3 :Les courbes caractéristiques de la pompe Movitec /40 B DU BATIMENT R+20.

Pour les bâtiments R+15 (90 logements / bâtiment) :

Tableau V-6 représente les débits en fonction robinet R+15

Robinet	Débit (l/s)
Evier	90*0,20=18
Lavabo	90*0,20=18
Bidet	90*0,20=18
Baignoire	90*0,33=29,7
WC	90*0,12=10,8
Lave le linge	90*0,20=18
laver la vaisselle	90*0,10=9

Qapp=121,5 L/s
Ks= 0 ,039
Qdim= 4 .73l/s = 17,01m3/h
Hg=48m.
ΔH_L = 0.3*15 = 4.5 m

ΔH_S =4.5*0.15 = 0.675 m

Δhtot = 5.175 m

HMT=59.175m

Caractéristiques du système :

Exécution : Installation multi-pompes (fonct. parallèle)
Fabricant : KSB
pompe(s) : Movitec /VI
Nombre de pompes : 1
Nombre d'étages :3
Mode de fonctionnement : Vitesse variable
Raccordement direct .
Pompe de secours :1 .

Caractéristiques de fonctionnement

Débit 22.01m³/h
Hauteur manométrique tot. 70.40m
Pression d'enclench.6.80bar.

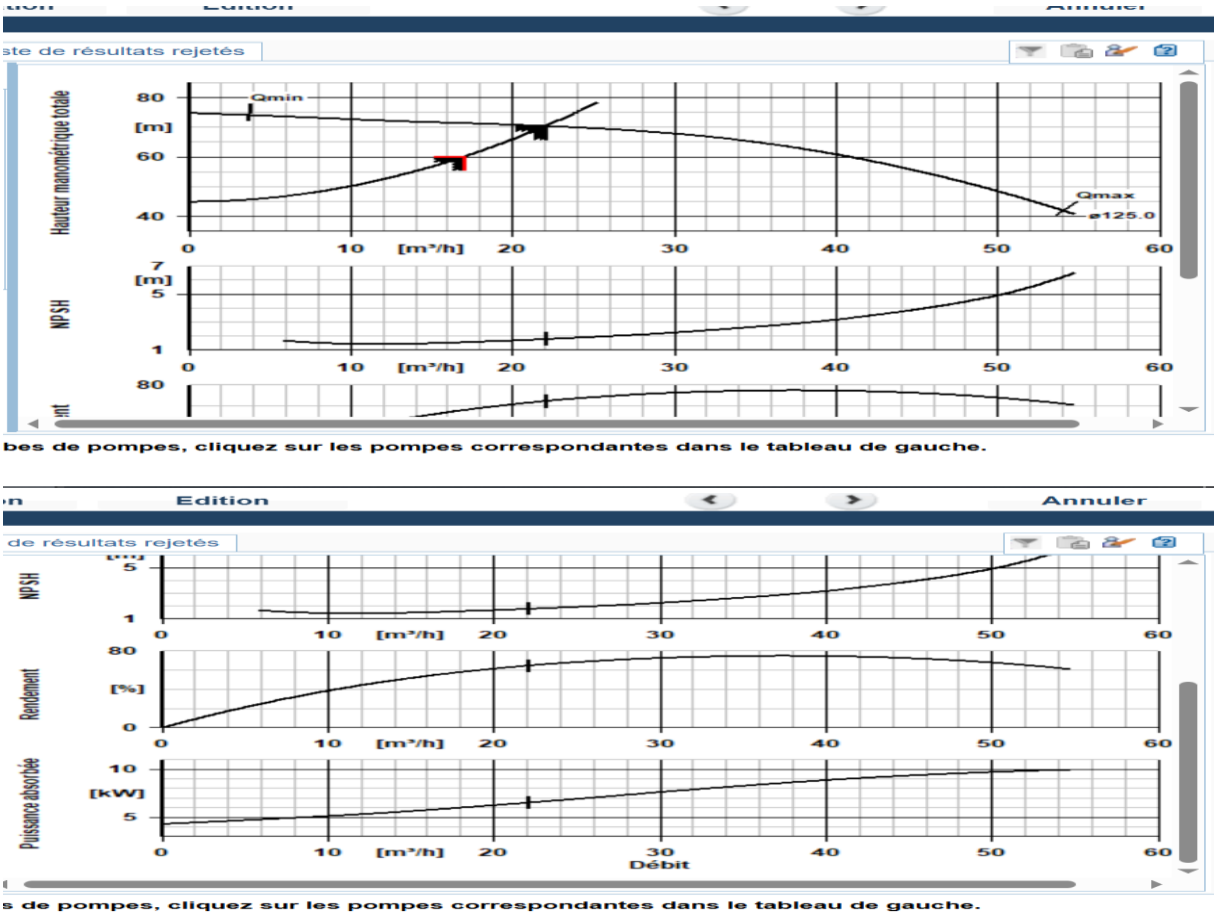


Figure V -4 : Les courbes caractéristiques de la pompe Movitec /VI du BATIMENT R+15.

Pour les bâtiments R+10 (60 logements / bâtiment) :

Tableau V-7 représente les débits en fonction robinet R+10

Robinet	Débit (l/s)
Evier	60*0,20=12
Lavabo	60*0,20=12
Bidet	60*0,20=12
Baignoire	60*0,33=19,8
WC	60*0,12=7,2
Lave le linge	60*0,20=12
laver la vaisselle	60*0,10=6

Qapp=81 L/s
Ks= 0 ,048
Qdim= 3.88l/s = 13.96m3/h
Hg=33m
ΔH_L = 0.3*10 = 3m

ΔH_S =3*0.15 = 0.45m

Δhtot = 3.45 m

HMT=42.45m

Caractéristiques du système :

Exécution : Installation multi-pompes (fonct. parallèle)
Fabricant : KSB
pompe(s) : Movitec /VI /25
Nombre de pompes : 1
Nombre d'étages :2
Mode de fonctionnement : Vitesse variable
Raccordement direct .
Pompe de secours :1 .

Caractéristiques de fonctionnement

Débit 14.13m³/h
Hauteur manométrique tot. 43.78m
Pression d'enclench 4 bar.

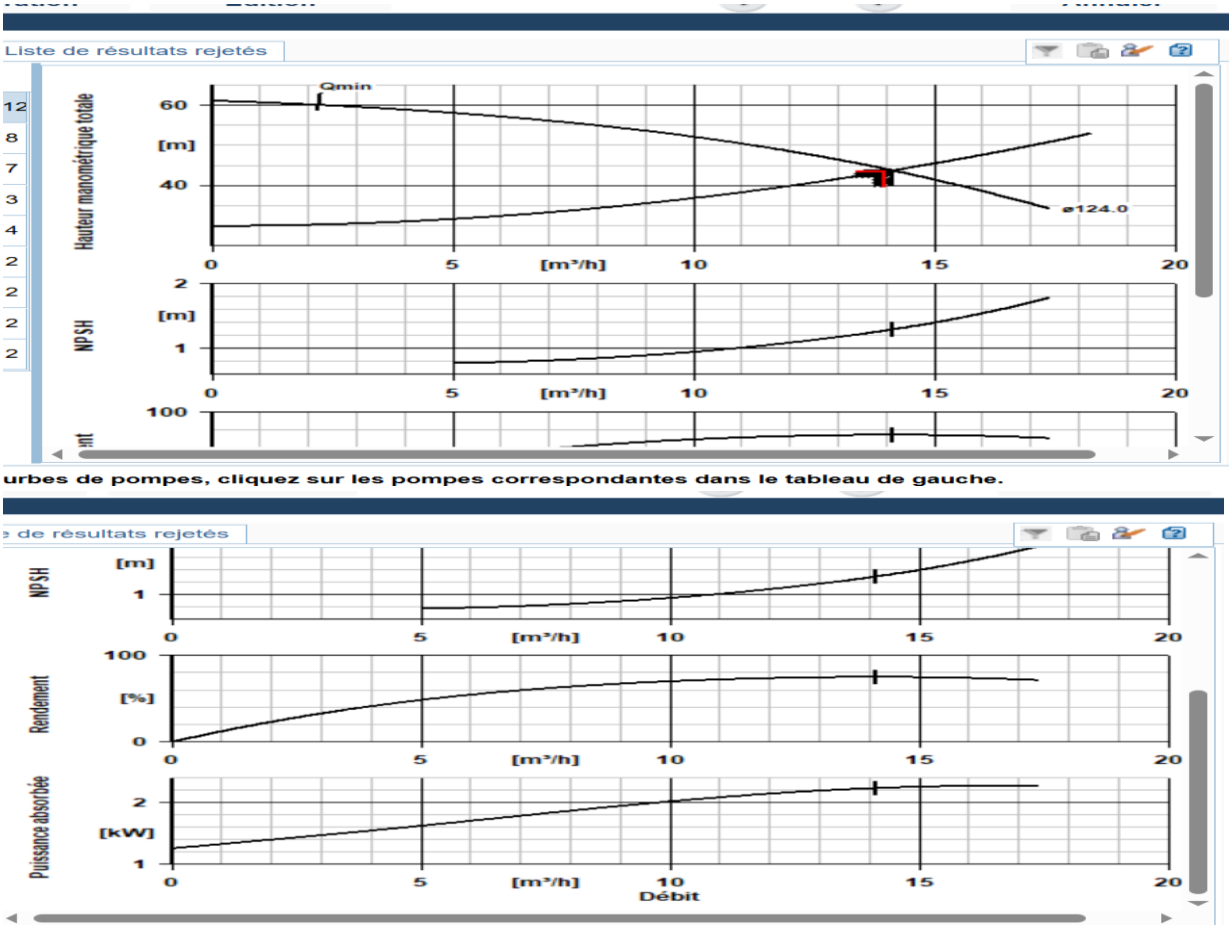


Figure V -4 :Les courbes caractéristiques de la pompe Movitec /VI/25 DU BATIMENT R+10.

Conclusion :

En conclusion, les bâtiments de grandes hâteurs, les pressions du réseau public et généralement insuffisante pour alimenter correctement les étages supérieurs. L'installation d'un surpresseur devient donc indispensable pour assurer une distribution uniforme et fiable de l'eau potable à tous les niveaux.

Chapitre VI : La Construction des Réseaux Verticaux d'Alimentation en Eau Potable dans les Bâtiments

INTRODUCTION

L'alimentation en eau potable est un élément fondamental dans la conception des bâtiments modernes. Afin d'assurer un approvisionnement continu et fiable en eau, il est essentiel de mettre en place des réseaux verticaux d'alimentation adaptés aux besoins spécifiques de chaque structure. Ces réseaux jouent un rôle crucial dans le confort des occupants, la sécurité sanitaire, et le bon fonctionnement des installations. Leur conception nécessite une prise en compte minutieuse des exigences techniques, des normes de qualité de l'eau, ainsi que des contraintes propres à chaque type de bâtiment. Dans cet exposé, nous aborderons les principes de base du dimensionnement, les critères à respecter pour garantir une distribution optimale, et les enjeux associés à la construction des réseaux verticaux d'alimentation en eau potable dans les bâtiments.

VI-1. Composants principaux

- **Colonne montante** : Conduit vertical assurant la distribution de l'eau du bas vers le haut du bâtiment.
- **Vannes de régulation** : Permettent de contrôler le débit d'eau à différents niveaux du bâtiment.
- **Raccords et tuyaux** : Assurent la connexion des différents éléments et permettent l'écoulement de l'eau.
- **Dispositifs de contrôle de la pression** : Utilisés pour maintenir la pression de l'eau à des niveaux adéquats.

VI-2. Éléments de base du dimensionnement

Type de Bâtiment : Résidentiel, commercial, industriel …

- **Nombre d'étages du bâtiment** : Cela permet de connaître la hauteur totale à laquelle l'eau doit être acheminée.
- **Nombre d'appareils sanitaires par étage** : Cela permet de calculer la demande en eau par étage.
- **Pression disponible à l'entrée du bâtiment** : Cette pression, disponible sur le réseau public d'eau, est importante pour calculer la pression restante après pertes de charge.
- **Matériau des conduites** : Le matériau affecte la rugosité, ce qui influence les pertes de charge. Par exemple, les tuyaux en **PVC** ont une surface lisse, tandis que les tuyaux en **fonte** ou **acier galvanisé** ont une rugosité plus importante.
- **Longueur totale des conduites verticales** : Cela détermine la quantité de perte de charge due à la distance que l'eau doit parcourir.
- **Débit total estimé** : Le débit d'eau estimé nécessaire pour répondre à la demande des occupants.

VI-3Consommation d'eau dans les bâtiments

Détermination de diamètre de la conduite vertical

Tableau VI-1 représente Chaque appareil sanitaire se voit attribuer un coefficient

Appareil	**Coefficient K**
Évier	2,5
Lavabo	1,5
Bidet	1
Baignoire (≤150 L)	3
WC (réservoir de chasse)	0,5
Lave-linge	1
Lave-vaisselle	1

- **Pour les bâtiments R+25 (150 logements / bâtiment):**
  Tableau VI-2 représente Chaque appareil sanitaire se voit attribuer un coefficient R+25

Robinet	Débit (l/s)
Evier	150*0,20=30
Lavabo	150*0,20=30
Bidet	150*0,20=30
Baignoire (≤150 L)	150*0,33=49,5
WC réservoir de chasse)	150*0,12=18
Lave le linge	150*0,20=30
laver la vaisselle	150*0,10=15

Premier cas : <u>Somme des coefficients inférieurs à 15</u>

Lorsque la somme des coefficients des appareils individuels est inférieure à 15, on applique la méthode de l'abaque. Cette méthode consiste à additionner les coefficients de tous les appareils raccordés à une même conduite, puis à utiliser la courbe de l'abaque pour déterminer le diamètre intérieur minimal de la conduite.

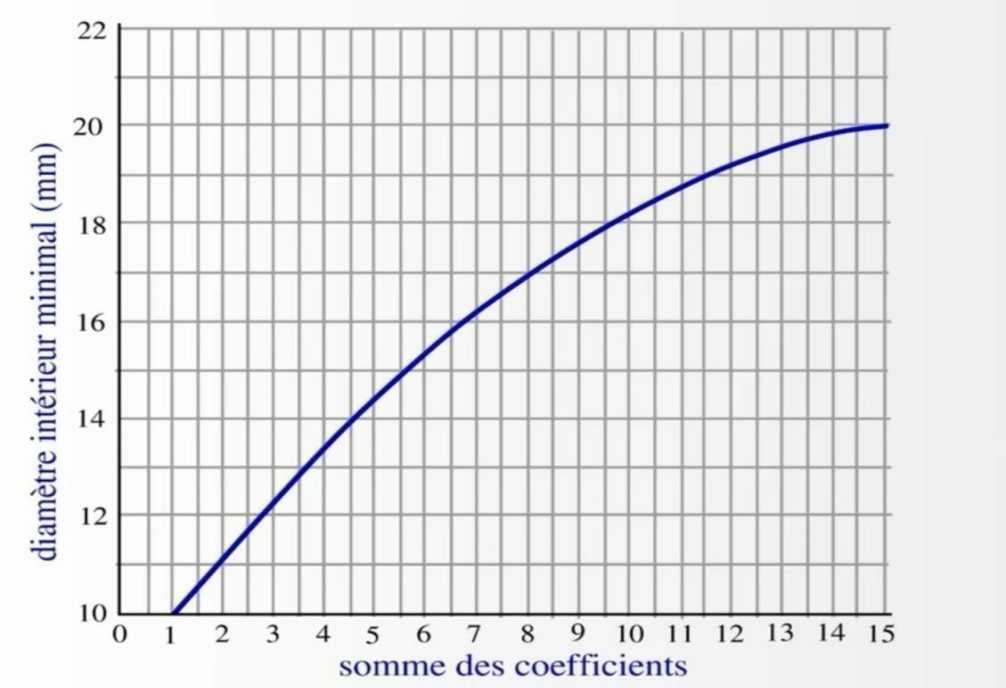


Figure VI – représente un abaque des diamètres intérieur minimal en fonction de somme des coefficients

Deuxième cas : <u>Somme des coefficients des appareils individuels supérieure à15</u>

Lorsque la somme des coefficients des appareils individuels est supérieure à 15, on utilise la méthode de calcul des installations collectives. Cette méthode consiste d'abord à déterminer le débit probable du tronçon.

Si <u>la somme des coefficients des appareils est inférieure à 5</u>

On calcule le débit cumulé, qui correspond à la somme des débits minimaux de chaque appareil raccordé au tronçon, selon le tableau suivant :

<u>Si la somme des appareils est inférieure à 5</u>, le débit cumulé est considéré comme le débit probable. Le diamètre de la conduite peut alors être déterminé à l'aide de la formule de débit et de vitesse.

<u>Si la somme des coefficients des appareils est supérieure à 5</u>

Dans ce cas, un coefficient de simultanéité est appliqué au débit cumulé. Le coefficient de simultanéité y est calculé à l'aide de la formule suivante :

$$y = \frac{0.8}{\sqrt{n-1}}$$

Avec :

n : le nombre d'appareils raccordés supérieure à 5.

Débit probable : $Q_{probable} = Q_{cumulé} \times y$

VI.4. Calcul du diamètre de la conduite verticale

Les conduites verticales est essentiel pour garantir une distribution optimale de l'eau, en évitant une perte de pression excessive et en maintenant une vitesse d'écoulement adéquate entre 0.5 (m/s) et 1.5 (m/s).

On utilise la formule de débit et de vitesse, Le débit Q (en m^3/s) dans une conduite de diamètre D (en mètres) est relié à la vitesse v de l'eau dans la conduite par la relation : $Q_{probable} = v \times A$

Avec :

A : est la section de la conduite $A = \frac{\pi \times D^2}{4}$.

Par conséquent ,la formule devient : $Q_{probable} = v \times \frac{\pi \times D^2}{4}$

D'où : $D = \sqrt{\frac{4Q_{probable}}{\pi v}}$

Après avoir déterminé le diamètre, il est nécessaire de le normaliser selon le matériau des tuyaux choisis pour garantir une performance optimale du système.

VI.5. Choix des tuyaux d'alimentation

Tableau VI-3 représente Choix des tuyaux d'alimentation

Matériau	Avantages	Applications
Acier galvanisé	Résistant, mais sensible à la corrosion	Bâtiments industriels
PVC	Léger, résistant à la corrosion, facile à installer , moins cher	Bâtiments résidentiels, commerciaux
PEX	Flexible, facile à installer, résistance aux températures élevées	Bâtiments résidentiels
Cuivre	Durable, antibactérien, résistant à la chaleur	Réseaux de plomberie domestiques
Fonte ductile	Très résistante, idéale pour les grandes pressions	Grands réseaux
Acier inoxydable	Résistant à la corrosion, longévité	Environnements sévères (hôpitaux, industries)

Donc le matériau utiliser est PVC.

VI6. Normalisation du diamètre en fonction du matériau choisi

Après avoir déterminé le diamètre, il est nécessaire de le normaliser selon le matériau des tuyaux choisis pour garantir une performance optimale du système.

VI.7. Vérification de la vitesse

Vérifier la vitesse par la formule :

$$V = Q / S$$

On doit assurer : $0.5\ (m/s) < v < 1.5\ (m/s)$

➢ **Pour les bâtiments R+25 (150 logements / bâtiment) :**

1- La somme des coefficients :

$\sum K = 150 \times (2.5+1.5+1+3+0.5+1+1) = 150 \times 10.5 = 1575 \geq 15$

2- Calcul Q cumuler : Avec ∑appareil ≥5

Qcumule=30+30+30+49.5+18+30+15=202.5 l/s

3- Calcul du coefficient de simultanéité Y :

$$y = \frac{0.8}{\sqrt{n-1}} \quad \textit{avec } n = 150*7 = 1050 \textit{ appareil}.$$

Donc Y = 0 .0247

4 – Calculer Q probable :

Q probable = 0 .02 * 202.5 = 5l/s.

5- Calcul Diamètre minimal :

Débit Q=5.0 l/s=0.005 m3/s, vitesse V=1.5 m/s

$$D = \sqrt{\frac{4*Q}{V*\pi}} = 65\text{mm}.$$

Donc : DN = 65mm

Remarque : Le dernier étage il faut obtenir 84mce (8.4bar) :

Etape 1 : Estimation des pertes de charge avec DN65 :

D'après les abaques (ex. *Guide CSTB* ou *NF EN 805* pour l'acier ou PEHD) :

À 5 l/s**,** pour une conduite DN 65**,** on a une perte linéaire de l'ordre de 0,13 à 0,2 m CE/m**.**

On retient une moyenne :

ΔH linéaire ≈ 0,17 m CE/m

Donc pour 78 m de hauteur :

Pertes linéaires ≈ 0,17 × 78 = 13,3 m CE

Ajoutons 10 % pour les coudes, vannes, etc. :

Pertes totales ≈ 13,3 × 1,1 ≈ 14,6 m CE

Étape 2 : Vérification de la pression restante au dernier étage

Pression disponible à l'entrée (HMT**)** = 93,9 m CE
Moins pertes (≈ 14,6 m CE) → il reste : 93,9 − 14,6 = 79,3 m CE

Or, tu veux au moins 84 m CE au dernier étage, donc : **Insuffisant**

La Solution : passer à DN 80 :

À 5 l/s dans DN 80, la perte linéaire chute à environ 0,08 mC E/m**,** soit :

Pertes ≈ 0,08 × 78 = 6,24 m CE
Ajout coudes Pertes totales 6,24 × 1,1 ≈ 6,9 m CE

Donc : Pression restante ≈ 93,9 − 6,9 = 87 m se **Suffisant pour atteindre les 84 m CE au dernier étage.**

- **<u>Pour les bâtiments R+20 (120 logements / bâtiment) :</u>**

1- La somme des coefficients :

K=2.5+1.5+1+3+0.5+1+1=10.5

Somme pour 120 logements :

$\sum K=120\times10.5=1260$

2- Calcul Q cumuler : Avec ∑appareil ≥5

Q cumule=24+24+24+39.6+18+24+1=154.6L/s

2- Calcul du coefficient de simultanéité Y :

$Y=\frac{\mathbf{0.8}}{\sqrt{\boldsymbol{n-1}}}$ Avec n=120×7=840

Y=0.0276

4 – Calculer Q probable :

Q probable=Y×Q cumule´=0.0276×154.6=4.26L/s

5-Calcul Diamètre minimal :

Débit Q=4,26l/s=0.00426 m3/s, vitesse V=1.5 m/s

$$D=\sqrt{\frac{4*Q}{V*\pi}} = 60mm.$$

Donc : DN = 60mm

Remarque : Le dernier étage il faut obtenir 69mce (6.9bar) :

Étape 1 : Estimation des pertes linéaires dans DN 60

Pour DN 60 et un débit de ~4,3 L/s, les abaques donnent typiquement une perte linéaire entre **0,25 et 0,35 m CE/m**

On retient une moyenne :

ΔH linéaire ≈ 0,3m CE/m

Donc pour 63m de hauteur :

Pertes linéaires ≈ 0,3 × 63 = 18.9m CE

Ajoutons 10 % pour les coudes, vannes, etc. :

Pertes totales ≈ 18.9 × 1,1 ≈ 20.8m CE

Étape 2 : Vérification de la pression restante au dernier étage

Pression disponible à l'entrée (HMT**)** = 93,18 m CE
il reste : 93,18 – 20.8 = 71,38 m CE se Suffisant pour atteindre les 69 m CE au dernier étage.

- **Pour les bâtiments R+15(90 logements / bâtiment) :**

1. Somme des coefficients K pour 1 logement

K=2.5+1.5+1+3+0.5+1+1=10.5K = 2.5 + 1.5 + 1 + 3 + 0.5 + 1 + 1 = 10.5

2. Somme pour 90 logements

∑K=90×10.5=945

3- Calcul du débit cumulé Q cumule

Calcul des débits par appareil (avec 90 logements) :

Tableau VI-4 représente Appareil R+15

Appareil	Coefficient	Débit total (l/s)
Évier	0.20 × 90	18
Lavabo	0.20 × 90	18
Bidet	0.20 × 90	18
Baignoire	0.33 × 90	29.7
WC	0.12 × 90	10.8
Lave-linge	0.20 × 90	18
Lave-vaisselle	0.10 × 90	9

Q cumule′′=18+18+18+29.7+10.8+18+9=121.5 L/s

3. Calcul du coefficient de simultanéité Y

Nombre d'appareils : n=90×7=630

Y=0.0319

4. Calcul du débit probable Q probable

Q probable=Y× Q cumule′′=0.0319×121.5=3.88 L/s

5. Calcul du diamètre minimal

Q=3.88 L/s=0.00388 m3/s

V=1.5 m/s
D = 57.4 mm =60mm **DN 60**

Étape 1 : Estimation des pertes linéaires dans DN 60

Pour DN 60 et un débit de ~3.88 L/s, les abaques donnent typiquement une perte linéaire 0,3 m CE/m

ΔH linéaire ≈ 0,3m CE/m

Donc pour 48m de hauteur :

Pertes linéaires ≈ 0,3 × 48 = 14.4m CE

Ajoutons 10 % pour les coudes, vannes, etc. :

Pertes totales ≈ 14.4 × 1,1 ≈ 15.48m CE

Étape 2 : Vérification de la pression restante au dernier étage
Pression disponible à l'entrée (HMT**)** = 70.4 m CE
il reste : 70.4 – 15.8 = 54.56 m CE se Suffisant pour atteindre les 54 m CE au dernier étage.

➢ Pour les bâtiments R+10(60 logements / bâtiment) :

1. Somme des coefficients par logement :
K=2.5+1.5+1+3+0.5+1+1=10.5K = 2.5 + 1.5 + 1 + 3 + 0.5 + 1 + 1 = 10.5

2. Somme totale des coefficients **:**
∑K=60×10.5=630\sum K = 60 \times 10.5 = 630

1. Calcul du débit cumulé Qcumule

Tableau VI-5 représente Appareil R+10

Appareil	**Formule**	**Débit (l/s)**
Évier	0.20 × 60	12
Lavabo	0.20 × 60	12
Bidet	0.20 × 60	12
Baignoire	0.33 × 60	19.8
WC	0.12 × 60	7.2
Lave-linge	0.20 × 60	12
Lave-vaisselle	0.10 × 60	6

Qcumule=12+12+12+19.8+7.2+12+6=81 l/s

Coefficient de simultanéité Y

Nombre d'appareils : n=60×7=420
Y=0.0391

5. Calcul du débit probable
Qprobable=Y×Qcumule=0.0391×81=3.17 l/s

6. Calcul du diamètre intérieur minimal
D=51.8 mm **Diamètre intérieur ≈ 52 mm**, soit **DN 50**

Étape 1 : Estimation des pertes linéaires dans DN 60

Pour DN 60 et un débit de ~3,88 L/s, les abaques donnent typiquement une perte linéaire de **0,3 mce/m**.

- ΔH linéaire ≈ 0,3 mCE/m
- Hauteur de colonne = 33 m
- **Pertes linéaires ≈ 0,3 × 33 = 9,9 mCE**

Ajoutons 10 % pour les coudes, vannes, accessoires, etc. :

- **Pertes totales ≈ 9,9 × 1,1 = 10,89 mCE**

Étape 2 : Vérification de la pression restante au dernier étage

- Pression disponible à l'entrée (HMT pompe) = **43,78 mCE**
- Pertes totales = **10,89 mCE**
- **Pression restante = 43,78 – 10,89 = 32,89 mCE**

La pression restante (32,89 mCE) est **inférieure** à la pression requise de 39 mCE pour le dernier étage → **insuffisant** (déficit ≈ 6,1 mCE)

Passer DN80 :

Étape 1 : Estimation des pertes linéaires dans DN 80

- ΔH linéaire ≈ 0,08 mCE/m
- Hauteur de colonne = 33 m
- **Pertes linéaires = 0,08 × 33 = 2,64 mCE**

Ajoutons 10 % pour les coudes, vannes, etc. :

- **Pertes totales = 2,64 × 1,1 = 2,90 mCE**

Étape 2 : Vérification de la pression restante au dernier étage

- HMT pompe = **43,78 mCE**
- ΔH totales = **2,90 mCE**
- **Pression restante = 43,78 − 2,90 = 40,88 mCE**

La pression restante **(40,88 mCE)** est **supérieure** à la pression requise

(39mCE)→conforme
DN 80 est donc suffisant et recommandé

Conclusion

Ce chapitre est consacré au dimensionnement de la colonne montante , afin d'assurer une pression suffisante au niveau du dernier étage conformément aux exigences réglementaire.

Chapitre VII :Organisation du chantier et pose de canalisation

Introduction

Dans ce chapitre on va adorder l'organisation des chantiers et commet mis en pose les canalisations en chantier et calculer volumes des réservoirs et tranchées et conduites afin d'obtenir un devis estimatif pour voir le cout global pour le projet réaliser.

VII-1. Définition :

L'organisation d'un chantier consiste à planifier les ressources humaines, matérielles et en matériaux , en fixant un rythme de travail efficace .L'objectif est d'assurer rapidité. qualité et maitrise des couts .L'estimation des moyens reste délicate, car basée sur des prévisions à ajuster tout au long du projet.

VII-2. Réalisation du réseau d'AEP :

Les principales étapes sont :

- Ouverture des tranchées.
- Construction des regards.
- Lis de sable.
- Pose des conduites .
- Remblayage.

VII.3 Pose de canalisation :

• Les canalisations sont généralement posées en tranchée à l'exception de certains cas où Elles sont posées sur sol condition d'être rigoureusement entretenues et protégées.
• Si la canalisation est posée en tranchée. Celle-ci doit être suffisamment large de façon à Permettre l'entrée des ouvriers. Le fond doit avoir été réglé et nivelé conformément au profil En long définitif de la conduite.
• La tranchée devra présenter un élargissement au niveau des joints (niches).
• L'épaisseur du remblai au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite est variable Suivant les régions du fait du gel. En général, elle est de 1 m dans les régions tempérées et de 1,25 à 1,50 m dans les régions à climat rigoureux.
• Une conduite doit toujours être posée de façon à créer des points bas pour la vidange et des Points hauts pour l'évacuation de l'air entraîné soit lors du remplissage de la conduite soit Pendant le fonctionnement. On adopte en conséquence un tracé en dents de scie avec des Pentes de quelques mm par mètre et des changements de pente tous les 200 à 400 m.
Les canalisations doivent être éloignées lors de la pose de tout élément dur d'environ 10 cm, De 30 cm des câbles électriques et de 60 cm des canalisations de gaz.

Pose de canalisations dans un terrain ordinaire :

La canalisation est posée en tranchée ayant une largeur minimale de 60 cm.
La profondeur de la tranchée doit permettre de recevoir le lit de pose, la conduite et L'épaisseur du remblai (80 cm au minimum).
Le fond de la tranchée est recouvert d'un lit de sable d'une épaisseur de 15 à 20 cm Convenablement nivelé.
Avant mise en fouille, on procède au tri des conduites de façon à écarter celles qui ont subi

Des chocs, fissurations, etc… après cela, on pratique la descente en lit soit manuellement soit Mécaniquement.
Dans le cas d'un soudage de joints, cette tache doit être faite de préférence en fond de Tranchée en calant la canalisation soit avec des butées de terre ou bien des tronçons de madrier En bois disposés dans le sens de la largeur de la tranchée.
La tranchée est ensuite remblayée, jusqu'à 0,30 m au-dessus de la conduite, par couches Successives arrosées et bien tassées avec de la terre purgée de pierre. Le remblaiement est achevé avec du tout-venant.

VII-4- Prix conduite :

Tableau VII-1 représente Prix des conduites

Diamètre Nominal(mm)	Quantité Zone 1	Quantité Zone 2	La somme	Prix unitaire (DA)	montant (DA)
50	530,25		530,25	680	360570
63			0	839,74	0
75	1330,51		1330,51	1150,85	1531217,434
90		334,21	334,21	1622,93	542399,4353
110	947,95	759,72	1707,67	2387,34	4076788,898
125	586,69		586,69	3096,38	1816615,182
140	297,15	1055,65	1352,8	3812,51	5157563,528
160	139,69	599,84	739,53	4943,39	3655785,207
180	576,52		576,52	6250	3603250
200	378,74	109,8	488,54	7652,84	3738718,454
225	1195,69		1195,69	9608,43	11488703,67
250	562,62	879,75	1442,37	11754,94	16954972,81
280	1065,02	892,84	1957,86	15000	29367900
315	319,89	245,45	565,34	18474,43	10444334,26

355			0	23425,6	0
400	247,18		247,18	29647,74	7328328,373
450	680,74	489,01	1169,75	36800	43046800
500	118,67		118,67	44600	5292682
560		429,89	429,89	55800	23987862
630	257,68		257,68	69500	17908760
710			0	88000	0
800			0	111000	0
			0		190303251,2

VII-5 Prix de vanne de régulation :

Avec vanne de régulation pression de diamétre163.6mm le prix 350 000 à 700 000 DA

On prend 350000DA

VII-6 Prix du réservoir de 5 000 m³ :

Données de base :

- Volume du réservoir **: 5 000 m³**
- Hauteur (H) **: 6 m**
- Surface (S) **= V / h = 5000 / 6 =** 833,33 m²
- Dint=33 m

VII.6.1. Volume du déblai

Le volume de terre à excaver pour la construction du réservoir prévu est estimé comme suit :

$$Vd = \left[\frac{\pi \times Dexc^2}{4} + (L \times l) \right] \times hexc \qquad \textbf{(VII.9)}$$

Avec :

V_d: Volume total des déblais (m^3) ;

D_{exc} : Diamètre d'excavation (m), $D_{exc} = D_{ext} + 2$;

D_{ext} : Diamètre extérieur du radier du réservoir (m), $D_{ext} = D_{int} + (2 \times 0,3)$;

D_{int} : Diamètre intérieur du réservoir (m) ;

L : Longueur de la chambre de manœuvre (m) ;

l : Largeur de la chambre de manœuvre (m) ;

h_{exc}: Profondeur d'excavation (m), $h_{exc} = 1$ m.

- Dext=Dint+2·0,3=33+0,6=33,6
- Dexc=Dext+2=33,6+2=35,6 m
- h=1 m
- Chambre de manœuvre : L=5 m; l=3,5 m

Vd =1012,88 m3

VII.6.2 – Volume du tout-venant

$$V_{tv} = \frac{\pi\, Dexc^2}{4} \times e_{tv}$$

Avec :

Vtv : Volume du tout-venant (m^3) ;

etv : Épaisseur de la couche du tout- venant (m), e tv = 0,3 m.

Vtv= 298,61, m^3

VII.6.3 – Volume du béton de propreté

$$V_{bp} = \frac{\pi\, Dbp^2}{4} \times e_{bp}$$

Avec :

V_{bp} : Volume du béton de propreté (m^3) ;

D_{bp} : Diamètre de la couche du béton de propreté (m), $D_{bp} = D_{ext} + 1,2$;

e_{bp} : Épaisseur de la couche du béton de propreté (m), $e_{bp} = 0,15$ m.

- Dbp=Dext+1,2=33,6+1,2=34,8 m
- ebp=0,15 m

Vbp=142,70 m3

Tableau VII-2 représente Volume béton armé

Réservoir	**Élément**	**D_{ext} (m)**	**D_{int} (m)**	**H (m)**	**V_{BA} (m^3)**
R-5000	Radier	33.6	33	0,5	13.90
	Voile	33.6	33	6	186.61
	Cienture supérieure	33.6	33	0,5	15.55
	Acrotére	33.6	33	0,3	9.33
Volume total					225,39

❖ **Volume de la coupole**

$Vc = 2 \times \pi \times R \times f \times e_c$

Avec :

V_C : Volume du béton armé de la coupole ;

f : Flèche de la coupole (m), f = 1,5 m ;

e_c : Épaisseur de la coupole (m), e_c = 0,1 m ;

R : Rayon de la coupole (m).

Sachant que :

$R = \frac{Dint}{2}$

Tableau VII-3 représente Volume copoule

Réservoir	**D (m)**	**R (m)**	**Vc (m^3)**
R-5000	33	16.5	15.56

Tableau VII-4 représente VolumeTotal du béton armé

Élément	**Volume (m^3)**
Radier	13,90
Voile	186,61
Ceinture supérieure	15,55
Acrotère	9,33
Coupole	15,56
Total	**240,95** m^3

VII-6-4 Volume du remblai

$$Vr = \frac{\pi\,(Dexc^2 - D\,ext^2)}{4} \times h$$

Avec :

Vr : Volume du remblai compacté (m^3) ;

Dexc : Diamètre d'excavation (m), $D_{exc} = D_{ext} + 2$;

Dext : Diamètre extérieur du réservoir (m) ;

h : Profondeur d'excavation (m), h = 1 m.

Vr= 1012,88 m3

Tableau VII-5RÉCAPITULATIF DES VOLUMES

Poste	**Volume (m^3)**
1. Déblai	1 012,88
2. Tout-venant	298,61
3. Béton de propreté	142,7
4. Béton armé total	240,95
5. Remblai compacté	1 012,88
TOTAL GÉNÉRAL	**2 708,02 m^3**

Tableau VII-6 représente récupélative des volumes avec prix DA

Poste 5000 m³)	**Volume (m³)**	**Prix unitaire (DA/m³)**	**Coût estimé (DA)**
Déblai	1 012,88	500	506 440
Tout-venant	298,61	600	179 166
Béton de propreté	142,70	6 000	856 200
Béton armé	240,95	45 000	10 842 750
Remblai compacté	1 012,88	400	405 152

Total réservoir 5 000 m³ : 12 789 708 DA

VII-7Prix réservoir4000 m³

VII-7 -1 les valeurs des paramétres pour réservoir 4000 m³

Tableau VII-5 représente les paramètres avec valeurs

Paramètre	**Valeur**
Volume (V)	4 000 m³
Hauteur (H)	6 m
Surface (S)	666,66 m²
Diamètre intérieur (Dint)	30 m
Épaisseur	0,3 m ⇒ Dext = 30 + 0,6 = **30,6 m**
Diamètre excavation	Dexc = 30,6 + 2 = **32,6 m**
Chambre de manœuvre	L = 5 m, l= 3,5 m
h excavation	1 m

VII-7-2 les volumes du réservoir 4000 m³

Tableau VII- 6 RÉCAPITULATIF DES VOLUMES 4000 m³

Poste	**Volume (m³)**
Déblai	851,83
Tout-venant	250,30
Béton de propreté	119,17
Béton armé total	213,54
Remblai compacté	851,83
Total général	**2 286,67 m³**

VII-7-3 les volumes du réservoir avec prix 4000 m³

Tableau VII- 7 RÉCAPITULATIF DES VOLUMES 4000 m³ avec prix DA

Poste	**Volume (m³)**	**Prix unitaire (DA/m³)**	**Coût estimé (DA)**
Déblai	851,83	500	425 915
Tout-venant	250,30	600	150 180
Béton de propreté	119,17	6 000	715 020
Béton armé	213,54	45 000	9 609 300
Remblai compacté	851,83	400	340 732

Total réservoir 4 000 m³ : 11 241 147 DA

VII-8 les volumes du tranchée

- **Volume du déblai du réseau**

La réalisation des tranchées nécessite de déterminer la profondeur et la largeur de tranchée .

a-La profondeur (Htr)

La profondeur de la tranchée dépend du diamètre de la conduite.

Elle est donnée par la relation suivante **:**

$$Htr = D + h + h_1$$

Avec :

Htr : Profondeur de la tranchée (m).

D : Diamètre de la conduite (m).

h : Hauteur de la génératrice supérieure de la conduite à la surface du sol.

On prend :

h =1 m.

h1 : Épaisseur du lit de pose h_1 = 0,15m.

Donc :

Htr = 1,15 + D

b. Largeur de la tranchée

La largeur de la tranchée est calculée en fonction du diamètre de la conduite on laisse 30 cm d'espace de chaque côté de la conduite.

$$b = D + 0,6$$

Avec :

b : Largeur de la tranchée (m).

D : Diamètre de la conduite (m)

Section du déblai

$$S_d = b \times H_{tr}$$

avec ,

Sd : Section du déblai (m^2).

Donc le volume est :

$$V_d = S_d \times L$$

VII-8-1 les volumes du déblai et lit de sable de zone 1

Tableau VII- 8 représente volumes déblai et lit du sable zone 1

DN (mm)	L (m)	D (m)	Htr (m)	b (m)	V_d (m^3)	V_s (m^3)
50	530,25	0,050	1,20	0,65	413,00	51,71
63	0	0,063	—	—	0	0
75	1330,51	0,075	1,23	0,675	1103,25	134,43
90	334,21	0,090	1,24	0,69	286,17	34,63
110	1707,67	0,110	1,26	0,71	1523,45	181,70
125	586,69	0,125	1,275	0,725	541,01	63,74
140	1140,41	0,140	1,29	0,74	1089,79	126,54
160	352,08	0,160	1,31	0,76	350,44	40,16
180	576,52	0,180	1,33	0,78	597,90	67,40
200	488,54	0,200	1,35	0,80	527,99	58,62
225	1195,69	0,225	1,375	0,825	1358,06	147,73

DN (mm)	L (m)	D (m)	Htr (m)	b (m)	V_d (m³)	V_s (m³)
250	1237,77	0,250	1,40	0,85	1465,32	157,02
280	1957,86	0,280	1,43	0,88	2464,72	258,68
315	565,34	0,315	1,465	0,915	758,43	77,51
355	0	—	—	—	0	0
400	247,18	0,400	1,55	1,00	383,14	37,08
450	1169,75	0,450	1,60	1,05	1962,17	184,58
500	118,67	0,500	1,65	1,10	215,33	19,60
560	429,89	0,560	1,71	1,16	855,07	74,91
630	257,68	0,630	1,78	1,23	564,88	47,56

- **Volume total déblais ≈ 16 850 m³**
- **Volume total lit de sable ≈ 1 793 m³**

VII-8-2 les volumes du déblai et lit de sable de zone 2

Tableau VII- 9 représente volumes déblai et lit du sable Zone 2

DN (mm)	L (m)	D (m)	Htr (m)	b (m)	Vd (m³)	Vs (m³)
90	334.21	0.090	1.24	0.69	334.21×0.69×1.24= 286.04	334.21×0.09×0.2 = 6.02
110	759.72	0.110	1.26	0.71	759.72×0.71×1.26= 679.43	759.72×0.11×0.2= 16.71
140	1055.65	0.140	1.29	0.74	1055.65×0.74×1.29=1009.01	1055.65×0.14×0.2= 29.56
160	599.84	0.160	1.31	0.76	599.84×0.76×1.31= 596.61	599.84×0.16×0.2=19.20
200	109.80	0.200	1.35	0.80	109.80×0.8×1.35 = 118.58	109.80×0.2×0.2 = 4.39
250	879.75	0.250	—	—	—	879.75×0.25×0.2 = 43.99
280	892.84	0.280	—	—	—	892.84×0.28×0.2 = 50.00
315	245.45	0.315	1.465	0.915	245.45×0.915×1.465 = 328.87	245.45×0.315×0.2 = 15.46
450	489.01	—	—	—	—	—

DN (mm)	L (m)	D (m)	Htr (m)	b (m)	Vd (m³)	Vs (m³)
560	429.89	—	—	—	—	—

Tableau VII- 10 représente volumes Total déblai et lit du sable

Poste	*Volume total (m³)*
Déblai (Vd)	**3 018,54 m³**
Lit de sable	**185,33 m³**

Tableau VII- 9 représente volumes déblai et lit du sable Zone 2

$Vr = Vexc - Vs - Vc$

Où :

- Vexc=16 850 m3
- Vs=1 793 m3
- $Vc = Sc \times L$ volume total des conduites

VII-9volume des conduites :

On utilise :

ZONE 1

Tableau VII- 11 représente volumes des conduites pour la zone 1

DN (mm)	L (m)	D (m)	Vc
50	530,25	0,05	≈ 1,04
75	1330,51	0,075	≈ 5,89
90	334,21	0,09	≈ 2,12
110	1707,67	0,11	≈ 16,27
125	586,69	0,125	≈ 7,20

DN (mm)	L (m)	D (m)	Vc
140	1140,41	0,14	≈ 17,57
160	352,08	0,16	≈ 7,08
180	576,52	0,18	≈ 14,65
200	488,54	0,20	≈ 15,34
225	1195,69	0,225	≈ 47,41
250	1237,77	0,25	≈ 60,78
280	1957,86	0,28	≈ 120,60
315	565,34	0,315	≈ 44,04
400	247,18	0,40	≈ 31,03
450	1169,75	0,45	≈ 186,08
500	118,67	0,50	≈ 23,30
560	429,89	0,56	≈ 106,00
630	257,68	0,63	≈ 80,00

Vc Tot =797,00 m³

Volume de remblai:
Vr=16 850−1 793−797=**14 260 m3**

ZONE 2

Tableau VII- 12 représente volumes des conduites pour la zone 2

DN (mm)	D (m)	L (m)	VcV_c (m³)
90	0.090	334.21	≈ 2.13
110	0.110	759.72	≈ 7.22
140	0.140	1055.65	≈ 16.27

DN (mm)	D (m)	L (m)	VcV_c (m^3)
160	0.160	599.84	≈ 12.08
200	0.200	109.80	≈ 3.45
250	0.250	879.75	≈ 43.23
280	0.280	892.84	≈ 55.08
315	0.315	245.45	≈ 19.11
450	0.450	489.01	≈ 77.57
560	0.560	429.89	≈ 106.03

Tableau VII- 12 représente volumes Déblai et lit de sable et remblai avec prix pour la zone 1

Poste ZONE 1	Volume (m^3)	Prix unitaire (DA/m^3)	Coût estimé (DA)
Déblai tranchées	16 850	500	8 425 000
Lit de sable (tout-venant)	1 793	600	1 075 800
Remblai tranchées	14 260	400	5 704 000

Tableau VII- 13 représente volumes Déblai et lit de sable et remblai avec prix pour la zone 2

Poste ZONE 2	Volume (m^3)	Prix unitaire (DA/m^3)	Coût estimé (DA)
Déblai tranchées	3 018,54	500	1 509 270
Lit de sable (0,20 m)	185,33	600	111 198
Remblai tranchées	2 491,04	400	996 416
Total général	—	—	**2 616 884**

Sous-total réseau : **17821684 DA**

Donc
Le cout Total 232505790 DA

Pour les accessoires on a estimer en 15**%**

En ajoutant le prix surpresseur

Bâtiment	Débit (m^3/h)	HMT (m)	Pompe Movitec	Prix estimatif (DA)
R+10	~14	~43	Movitec VI / 25	850 000
R+15	~17	~70	Movitec VI / 40	1 200 000
R+20	~19	~92	Movitec 40.4 B	1 500 000
R+25	~22	~93	Movitec 40.3 B	1 800 000
Total	/	/	/	5350000

Source KSB Catalogue 2018

On obtien 273534158DA

TVA qui est de l'ordre 19 % , la résultat

325505648 DA.

VII-9 -Devis estimatif d'établissement du projet :

Tableau VII- 14 représente devis estimatif d'établissement du projet :

Poste	Montant (DA)
1. Conduites PEHD	**190 303 251**
2. Réservoir 5000 m^3	**12 789 708**
3. Réservoir 4000 m^3	**11 241 147**
4. Équipements hydrauliques (vannes)	**350 000**

Poste	Montant (DA)
5. Terrassement réseau Zones 1 + 2	**17 821 684**
Total hors taxes (HT)	**232 505 790**
Surpresseur	5350000
TVA (19%)	**325505648**

CONCLUSION

Après ce chapitre, nous avons conclure que l'organisation des chantiers est important pour la mise en œuvre du projet, nous permet d'estimer le cout global de ce projet est **325505648 DA** ça veut dire : Trois cent vingt-cinq millions cinq cent cinq mille six cent quarante-huit dinars algériens.

Conclusion général

L'approvisionnement en eau potable constitue un enjeu fondamental dans la planification des infrastructures urbaines, en particulier dans contexte de croissance démographie rapide et de pression croissante sur les ressources hydriques. Ce mémoire a porté sur l'étude, la conception et l'évaluation technico-économie d'un réseau d'alimentation en eau potable (AEP) destiné à la nouvelle ville du POS N°1 d'El affront du 175056 hab., en tenant compte des spécificités topographique, hydraulique et urbaines du site.

L'étude a été organisée de deux variantes, chacune à un différent réseau de distribution et des ouvrages. La première variante du double réservoir (4000 et 5000 m^3), et deuxième un seul réservoir du 7000 $m^{3.}$

Un travail méthodique de dimensionnement a permis d'identifier les besoins en matériaux, en volumes de terrassement et en équipement hydraulique. Des calculs précis ont été menés pour évaluer

- Les longueurs et diamètres des conduites PEHD.
- Les besoins en équipements (vannes de régulation …et).
- Les volumes de déblais, remblais, lits de sable, béton de propreté et béton armé pour les tranchées et le réservoir.

Une étude économique détailler a été réalisée à partir de prix unitaire réel du marché algérien, issus de prix d'estimation technique. Les couts directs ont été calculés poste par poste avec l'ajout du TVA à 19 %)

En conclusion, cette étude montre qu'une approche croisée entre l'analyse hydraulique et l'évaluation économique est essentielle pour guider les choix d'aménagement en eau potable. La variante constitue ainsi un compromis optimal entre efficacité, fiabilité, et cout, tout en répondant aux besoins du futurs de la population du nouveau POS N°1 du pôle urbain d'El Affroun.

Références bibliographiques

• Catalogue KSB 2018 PDF.

• Catalogue des conduites en PEHD (Source Chiali2020).

•Centre D'Etude et de Réalisation En Urbanisme de Blida (URBAB).

• Direction resource d'eau (DRE)BLIDA.
• Document Technique Unifié.

• Googleearth.com .

• *Guide CSTB* ou *NF EN 805* pour l'acier ou PEHD .

•D. KAHLERRAS, polycopie organisation de chantier ENSH, Soumaa2018.

• PNE Plan National de l'Eau de 2010.
.
• SALAH. B. « polycopie d'Alimentation en Eau Potable »,2014.

• WIKIPIDIA.

ANNEXE

La variation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant.

	Nombre d'habitants				
Heures	< à 10000	10000 à 50000	50000 à 100000	> à 1000000	Agglomération Rurale
0-1	1	1.5	3	3.35	0.75
1-2	1	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	1	1.5	2.5	3.3	1
3-4	1	1.5	2.6	3.2	1
4-5	2	2.5	3.5	3.25	3
5-6	3	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	5	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.5	6.25	4.9	5.20	3.5
9-10	5.5	6.25	4.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	6
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	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	4.5	4.4	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	3.75	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

Abaque des pertes de charge linéaires dans les conduites – Forme logarithmique

