

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

**Etude du système d'alimentation en eau potable du pôle urbain
Agouni Oucherki de la commune d'Aghribs.**

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0026-21

APA Citation (توثيق APA):

**Djenane, Kamilia (2021). Etude du système d'alimentation en eau potable du pôle
urbain Agouni Oucherki de la commune d'Aghribs[Mem Ing, ENSH].**

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

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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

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

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

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

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option: ALIMENTATION EN EAU POTABLE

THEME :

**Étude du système d'alimentation en eau potable du pôle urbain
AgouniOucherki de la commune d'AGHRIBS
(W. Tizi-Ouzou).**

Présenté par :

DJENANE KAMILIA

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms

MOKRANE Wahiba	M.C.B	Président
DERNOUNI Youcef	M.A.A	Examineur
AMIRI Djamel	M.A.A	Examineur
BENLATERECH Tarek	M.A.A	Examineur
AMMARI Abdelhadi	M.C.A	Promoteur

Session novembre 2021

Dédicaces

*Je rends un grand hommage à travers ce modeste travail, en
signe de respect et de reconnaissance envers :*

Mon cher père : Noureddine

Ma chère mère : Hakima

*Pour tous les sacrifices et leur soutien moral et matériel
dont ils ont fait preuve pour que je réussisse.*

*Ce travail est le fruit de vos sacrifices que vous avez
consentis pour mon éducation et ma formation. Vous m'avez
donnée la vie, le symbole de tendresse, vous vous êtes sacrifié
pour mon bonheur et ma réussite.*

Je le dédie également à :

Mon frère : Massinissa

Masœur et son mari:Lynda et Karim

Ma Nièce Célia

Mon véritable ami MINOU.

A mes amis de l'ENSTP

*A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à ma
formation.*

DjenaneKamília

Novembre 2021

Remerciements

Je tiens à remercier Dieu de m'avoir donné la force et la bonne santé, la patience, la volonté et le courage de mener à bon terme ce modeste travail.

*Je tiens également à exprimer ma plus haute estime à mon promoteur **Mr. AMMARI.A** pour son encadrement et ses orientations judicieuses qui m'ont été infiniment utiles.*

*Je remercie **Mme MOKRANE.W** qui ma fait honneur de présider le jury.*

*Je tiens également à exprimer mes sincères remerciements aux égards des membres de jury **Mr DRNOUNI.Y** , **Mr AMIRI.D** et **Mr.BENLATRECH.T** pour avoir acceptés d'examiner et de juger ce travail.*

*Je remercie le topographe **Mr. Rabia Adouane** et ma copine **Mlle Kara Racha** qui m'ont aidé à réaliser ce travail.*

Mes Enseignants de l'ENSH pour leurs contributions à ma formation d'ingénieur d'état en hydraulique.

Mes remerciements vont également à : ma mère et mon père.

Mes plus vifs remerciements vont également à tous ceux qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

Djenane Kamília

Novembre 2021

الملخص :

يحتاج المركز الحضري الجديد لأغونيأوشيركي ببلدية أغرب بولاية تيزي وزو إلى تزويده بمياه الشرب لمختلف المستهلكين. بعد تقديم منطقة دراستنا وتقدير احتياجاتها من مياه الشرب ، شرعنا في دراسة تصميم نظام تزويد مياه الشرب. سيتم تزويد الشبكة من قبل الخزانات المخطط لها، والتي سيتم توفيرها عن طريق أنظمة نقل الجاذبية من الصنابير المتوقعة على خط أنابيب . أجرينا عمليات محاكاة لضبط وإصلاح جميع أقطار الأنابيب والضغوط في العقد لضمان توزيع موحد ومستمر في مركزنا الحضري. ثم نقوم بدراسة وتحديد طريقة لحماية الأنابيب من ظاهرة "المطرقة المائية". أخيرًا ، سنناقش منهجية تنفيذ المشروع والوسائل المختلفة المطبقة لتنفيذه.

Résumé :

Le nouveau pôle urbain AgouniOucherki de la commune d'Aghribs de la wilya de TiziOuzou, besoin d'être alimenté en eau potable pour ses différents consommateurs. Après avoir présenté notre zone d'étude et estimé ses besoins en eau potable, on a passé à l'étude de conception d'un système d'AEP. Le réseau va être alimenté par des réservoirs projetés, ces derniers seront alimentés par des systèmes d'adduction gravitaire à partir des piquages projetés sur la conduite de Taksebt. Nous avons lancé une simulation afin de régler et fixer tous les diamètres des tuyaux et les pressions dans les nœuds pour assurer une distribution uniforme et continue au notre pôle urbain. Ensuite, nous étudions et définissons une méthode de protection des conduites contre le phénomène « coup de bélier ». Enfin, nous aborderons la méthodologie de mise en œuvre du projet et les différents moyens déployés pour son exécution.

Abstract :

The new urban pole of AgouniOucgerki in the commune of Aghribs, in the state of TiziOuzou, needs to be supplied with drinking water for various consumers. After presenting our study area and estimating its drinking water needs, we proceeded to study the design of the drinking water supply system. The network will be supplied by projected reservoirs, and the latter will be supplied by gravity approximation systems from valves projected on the Taksebt pipeline. We ran simulations to adjust and repair all pipe diameters and pressures in the nodes to ensure a uniform and continuous distribution in our urban pole. Then we study and define a way to protect the pipes from the phenomenon of "water hammer". Finally, we will discuss the methodology for implementing the project and the various means implemented to implement it.

Table des matières

Introduction générale	1
-----------------------------	---

Chapitre I :

Présentation de la zone d'étude

Introduction.....	3
I .Présentation de la zone d'étude.....	3
I.1.Situation géographique et administrative de la commune	3
I.2.Situation topographique de la zone d'étude	4
I.2.1.Altitudes.....	4
I.2.2. les pentes.....	5
I.3. Etude géologique	7
I.4. Réseau hydrographique.....	7
I.5. le Climat	8
I.5.1. les précipitations.....	8
I.5.2 : les températures.....	8
I.6. La situation hydraulique.....	9
I.6.1. Variante actuelle.....	9
I.6.2. Variante projetée	9
Conclusion	10

Chapitre II :

Evaluation des besoins en Eau De l'agglomération.

Introduction.....	12
II. Estimation Des Besoins En Eau	12
II.1. Estimation de la population.....	12
II.1.1.Populations actuelle	12
II.1.1.1.Zone 1	13
II.1.1.2. Zone2.....	13
II.1.2.Population future.....	13
II.1.2.1.Zone 1	13
II.1.2.2.Zone 2.....	13
II.2. Evaluation des besoins en eau potable à l'état actuel (2021).....	14
II.2.1. Consommation moyenne journalière	14
II.2.1.1.consommation domestique	14
II.2.1.2.consommation des équipements	15
II.2.2.Variation de la consommation	16

II.2.2.1. Coefficient d'irrégularité	17
II.2.2.2. Variation de la consommation journalière.....	17
II.2.2.3. Variations de la consommation horaire	18
II.2.3. Evaluation de la consommation horaire	20
II.3. Estimation des besoins en eau potable à l'horizon 2051	22
II.3.1. Calcul des besoins moyens journaliers.....	22
II.3.2. Récapitulation générale.....	25
II.3.2. Détermination des débits de consommation	26
II.3.3. Evaluation de la consommation horaire	26
Conclusion	31

Chapitre III :
Etude des réservoirs

Introduction.....	33
III.1. Rôles des réservoirs	33
III.2. Classification des réservoirs	33
III.3.Emplacement Des Réservoirs.....	34
III.4.Equipements des réservoirs d'alimentation	34
III.4.1. Conduite d'arrivée ou d'alimentation	34
III.4.2. Conduite de distribution ou de départ.....	35
III.4.3. Conduite de trop-plein	35
III.4.4. Conduite de vidange	35
III.4.5. Conduite de by-pass	36
III.4.6. Matérialisation de la réserve d'incendie	36
III.6. Quelque recommandation sur les réservoirs	37
III.7. Capacité des réservoirs	37
III.7.1. principe de calcul	37
III.7.1.1. Réservoir projeté [Zone 1]	38
III.7.1.2. Réservoir projeté pour la zone d'activité 1	39
III.7.1.3. Réservoir projeté [Zone 2]	40
III.7.1.4. Réservoir projeté pour la zone d'activité 2	42
III.7.2. Dimensions des réservoirs	43
Conclusion	44

Chapitre IV :
Réseau de distribution

Introduction.....	46
IV.1. Choix du type du réseau de distribution	46

IV.1.1. Réseau maillé	46
IV.1.1.1. Les avantage	46
IV .1.1.2. Les inconvénients	46
IV.1.2. Réseau ramifié.....	47
IV.1.2.1. Les avantage.....	47
IV.1.2.2. Les inconvénients	47
IV.1.3. Réseau mixte.....	48
IV.1.4. Réseau étagé	48
IV.2. Le tracé du réseau de distribution.....	48
IV.3.Choix du matériau des conduites.....	49
IV.4.1. Détermination des débits du réseau.....	50
IV.4.1.1. Cas de pointe.....	50
IV.4.1.2 Cas de pointe + incendie	58
IV.4.2. Présentation du logiciel EPANET.....	58
IV.4.3. Dimensionnement du réseau.....	58
IV.4.3. 1. Cas de pointe	59
IV.4.3.3. Dimensionnement des réseaux d'incendie des zones d'activité 1 et 2	66
IV.4.4. Détermination de pression de service	66
IV.4.4.1. Cas de pointe	66
IV.4.4.2. Cas de pointe + incendie	73
IV.4.5. Interprétation des résultats	78
Conclusion	78

CHAPITRE V :
Etude d'adduction

Introduction.....	80
V.1. Etude d'adduction.....	80
V.1.1. Types d'adductions.....	80
V.1.2. Critères de choix de tracé.....	80
V.1.3.Choix des matériaux de canalisation	81
V.1.4. Etude des variantes	81
V.2. Dimensionnement de l'adduction	82
V.2.1. Simulation du fonctionnement hydraulique de l'adduction.....	83
V.3.Protection des conduites contre le coup de bélier.....	85
V.3.1.Définition	85
V.3.2. Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier	85

Conclusion	88
------------------	----

Chapitre VI : Mangement de projet

Introduction.....	91
VI.1. Différents travaux à entreprendre	91
VI.1.1. Travaux concernant la mise en place des canalisations	91
VI.1.2. Travaux concernant le réservoir projeté	93
VI.2. Volumes des travaux de distribution et de l'adduction	93
VI.2.1. Volume à excaver	93
VI.2.2. Détermination de la capacité du godé.....	94
VI.2.3. Volume du lit de sable.....	94
VI.2.4. Volume de la conduite.....	95
VI.2.5. Volume des remblais	96
VI.2.6. Calcule de volume excédentaire.....	97
VI.3. Calcul des volumes des travaux des réservoirs projetés	98
VI.3.2. Calcul du volume du béton de propreté	99
VI.3.3. Calcul du volume du béton armé.....	100
VI.3.4. Calcul du volume du remblai	101
VII.4. Calcul des coûts des travaux	102
VII.5. Elaboration Du Planning D'exécution Des Travaux	103
Conclusion	110
Conclusion générale	111

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Annexe

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Tableau I- 1: Précipitations moyennes mensuelles (2015).....8

Tableau I- 2: Variation des températures (en °C) (2015).....8

Chapitre II : Evaluation des besoins en Eau De l'agglomération

Tableau II - 1: la population actuelle (selon les logements existants) de la zone 1.....13

Tableau II - 2: la population actuelle (selon les logements existants) de la zone 2.....13

Tableau II - 3: la population future (selon les logements projetés) de la zone 1.....13

Tableau II - 4: la population future (selon les logements projetés) de la zone 2.....13

Tableau II - 5: Récapitulation de la population existante et future (selon les logements)13

Tableau II - 6: les besoins de la population des deux zones à l'état actuel.15

Tableau II - 7 : Evolution des besoins en eaux pour les différentes catégories à l'état actuel (Zone1).15

Tableau II - 8: Evolution des besoins en eaux pour les différentes catégories à l'état actuel (Zone 2).....16

Tableau II - 9: Récapitulation des Besoins en eau potables du nouveau pôle urbain à l'horizon actuel (2021).16

Tableau II - 10: β_{max} en fonction du nombre d'habitants.19

Tableau II - 11 : β_{min} en fonction du nombre d'habitants.....20

Tableau II - 12 : récapitulation des calculs des débits :20

Tableau II - 13: Détermination du débit maximum horaire (zone1) à l'horizon actuel.21

Tableau II - 14: Détermination du débit maximum horaire (zone2) à l'horizon actuel.....22

Tableau II - 15: les besoins de la population des deux zones à l'horizon 2051.23

Tableau II - 16: Estimation des besoins en eau potables des équipements projetés à l'horizon 2051 (Zone1)23

Tableau II - 17: Evolution des besoins en eau de la zone d'activité Ouest (1).24

Tableau II - 18: Estimation des besoins en eau potables des équipements projetés à l'horizon 2051 (Zone1).....24

Tableau II - 19: Evolution des besoins en eau de la zone d'activité Est.....25

Tableau II - 20: Récapitulation des Besoins en eau potables du nouveau pôle urbain à l'horizon actuel (2051).25

Tableau II - 21: récapitulation générale des besoins des deux zones avec 15 % de fuites à l'horizon 2051	25
Tableau II - 22: Résultats de calculs des différents débits pour l'horizon (2051).....	26
Tableau II - 23: Débit maximum horaire de l'agglomération et de la zone d'activité 1.....	27
Tableau II - 24: Détermination du débit maximum horaire de l'agglomération et de la zone d'activité 2.	29

Chapitre III : Etude des réservoirs

Tableau III. 1: Calcul de la capacité du réservoir projeté de la zone 1 à l'horizon 2051.	39
Tableau III. 2: Calcul de la capacité du réservoir projeté pour la zone d'activité 1 à l'horizon 2051.	40
Tableau III. 3: Calcul de la capacité du réservoir projeté de la zone 2 à l'horizon 2051.	41
Tableau III. 4: Calcul de la capacité du réservoir projeté pour la zone d'activité 2 à l'horizon 2051.	42
Tableau III. 5: Récapitulatif des volumes des réservoirs.	44

Chapitre IV : Réseau de distribution

Tableau IV- 1: caractéristique des matériaux.	49
Tableau IV- 2: Récapitulatif des débits de calcul des deux zones.....	51
Tableau IV- 3: Récapitulatif des débits de calcul de la zone 1 (cas de pointe)	52
Tableau IV- 4: Récapitulatif des débits de calcul de la zone d'activité 1 (cas de pointe).....	55
Tableau IV- 5: Récapitulatif des débits de calcul de la zone 2 (cas de pointe).	55
Tableau IV- 6: Récapitulatif des débits de calcul de la zone d'activité 2 (cas de pointe).....	57
Tableau IV- 7: caractéristiques hydrauliques et géométriques des tronçons de la zone 1 pour le cas de pointe.	59
Tableau IV- 8: caractéristiques hydrauliques et géométriques des tronçons de la zone d'activité 1 pour le cas de pointe.....	60
Tableau IV- 9: caractéristiques hydrauliques et géométriques des tronçons de la zone 2 pour le cas de pointe.	61
Tableau IV- 10: caractéristiques hydrauliques et géométriques des tronçons de la zone d'activité 2 pour le cas de pointe.....	62
Tableau IV- 11: les caractéristiques hydrauliques et géométriques des tronçons de la zone 1 pour le cas de pointe + incendie	63
Tableau IV- 12: les caractéristiques hydrauliques et géométriques des tronçons de la zone 2 pour le cas de pointe + incendie.	65
Tableau IV- 13: Les caractéristiques des conduites d'incendie.....	66

Tableau IV- 14: Etat des nœuds du réseau de la zone 1 (cas de pointe).	66
Tableau IV- 15: Etat des nœuds du réseau de la zone 1 (cas de pointe).	68
Tableau IV- 16: Etat des nœuds du réseau de la zone 2 (cas de pointe).	69
Tableau IV- 17: Etat des nœuds du réseau de la zone d'activité 2 (cas de pointe).....	70
Tableau IV- 18: Etat des nœuds du réseau de la zone 1 (cas de pointe incendie).	73
Tableau IV- 19: Etat des nœuds du réseau de la zone 2 (cas de pointe+incendie).	75

Chapitre V : Etude d'adduction

Tableau V- 1 : caractéristiques des adductions 1 et 2.	84
Tableau V- 2: Caractéristique des conduites d'adduction des deux zones.	87
Tableau V- 3: Calcul de célérité d'onde	87
Tableau V- 4: Calcul de surpression et dépression	87
Tableau V- 5: calcul du temps de retour de l'onde.	88
Tableau V- 6: les valeurs du coup de bélier.....	88

Chapitre VI : Mangement de projet

Tableau VI- 1: Calcul du volume du déblai du réseau de distribution et de l'adduction	94
Tableau VI- 2: Capacité du godet en fonction du volume de terrassement.....	94
Tableau VI- 3: Calcul du volume du lit de sable	95
Tableau VI- 4: Calcul des volumes des conduites.	96
Tableau VI- 5: Calcul des volumes des remblais	97
Tableau VI- 6: volume de l'excédentaire du réseau de distribution et d'adduction	98
Tableau VI- 7: Calcul des volumes des déblais pour les réservoirs projetés.	99
Tableau VI- 8: Calcul du volume tout-venant pour les réservoirs.....	99
Tableau VI- 9: Calcul du volume du béton de propreté pour les réservoirs.	99
Tableau VI- 10: Calcul du volume du béton armé pour les réservoirs.	100
Tableau VI- 11: Calcul du volume du béton armé pour la coupole du réservoir.	101
Tableau VI- 12: Calcul du volume du béton armé de la chambre de manœuvre.	101
Tableau VI- 13: Coût des travaux du réseau de distribution et d'adduction.	102
Tableau VI- 14: Coût des travaux des quatre réservoirs projetés.	103
Tableau VI- 15: Bilan des coûts.....	103
Tableau VI- 16: Durée de réalisation des opérations de l'adduction.	104
Tableau VI- 17: Détermination du délai de la réalisation de l'adduction.	104
Tableau VI- 18: Diagramme de GANTT des de l'adduction.....	105
Tableau VI- 19: Durée de réalisation des opérations des réservoirs.....	106
Tableau VI- 20: Détermination du délai de la réalisation des réservoirs.	106

Tableau VI- 21: Diagramme de GANTT des réservoirs	107
Tableau VI- 22: Durée de réalisation des opérations de la distribution.	108
Tableau VI- 23: Détermination du délai de la réalisation de la distribution.	108
Tableau VI- 24: Diagramme de GANTT de la distribution.	109

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Figure I- 1: localisation de la commune d'AGHRIBS.....	3
Figure I- 2: Image satellitaire de la région Agouni oucherki (Source Google Earth 2021).	4
Figure I- 3: Carte des altitudes du pole urbain Agouni Oucherki.	5
Figure I- 4: Carte des pentes du pole urbain Agouni Oucharki.	6
Figure I- 5: carte du réseau hydrographique du pole urbain Agouni Oucharki.	7

Chapitre II : Evaluation des besoins en Eau De l'agglomération

Figure II- 1: L'histogramme de la consommation horaire de la zone 1.....	28
Figure II- 2 : Courbe du cumul de consommation de la zone Aggl 1.....	28
Figure II- 3: L'histogramme de la consommation horaire de la zone 2 Aggl.	30
Figure II- 4: courbe de cumul de consommation horaire de la zone 2Aggl.	30

Chapitre III : Etude des réservoirs

Figure III- 1: Arrivée par le haut	34
Figure III- 2: Arrivée par le haut.....	34
Figure III- 4: Arrivée par-dessous	35
Figure III- 3: Arrivée par dessous.....	35
Figure III- 5: Conduite de distribution.	35
Figure III- 6: Conduite du trop-plein et de vidange.....	36
Figure III- 7: Conduite de by-pass.	36
Figure III- 8: Matérialisation de la réserve d'incendie.	37

Chapitre IV : Réseau de distribution

Figure IV- 1: Schéma du réseau maillé.	47
Figure IV- 2: Schéma du réseau ramifié.....	48
Figure IV- 3: répartition des vitesses et pression de la zone 1 et la zone d'activité 1 pour le cas de pointe.....	71
Figure IV- 4: répartition des vitesses et pression de la zone 2 et la zone d'activité 2 pour le cas de pointe.....	72
Figure IV- 5: répartition des vitesses et pression de la zone 1 et la zone d'activité 1 pour le cas de pointe+incendie.....	76
Figure IV- 6: répartition des vitesses et pression de la zone 2 et la zone d'activité 2 pour le cas de pointe+incendie.....	77

CHAPITRE V : Etude d'adduction

Figure V- 1: schéma des deux conduites (dessalement et transfert de taksebt) sur le plan de masse de la zone d'étude.	82
Figure V- 3: répartition des vitesses et pressions dans le réseau zone 2.	85

Chapitre VI : Mangement de projet

Figure VI- 1: réseau à nœuds pour l'exécution des travaux de réalisation de l'adduction....	105
Figure VI- 2: réseau à nœuds pour l'exécution des travaux de réalisation des réservoirs	107
Figure VI- 3: réseau à nœuds pour l'exécution des travaux de réalisation de distribution. ..	109

Liste des planches

Planche N°1 : Plan de masse du pole urbain AgouniOucherki.

Planche N°2 : Plan des réseaux de distributions et d'adductions projetés.

Planche N°3 : Profil en long de la conduite d'adduction zone 1.

Planche N°4 : Profil en long de la conduite d'adduction zone 2.

Planche N°5 : plan d'un réservoir 1000 m³

Introduction générale

L'eau est une ressource naturelle limitée, nécessaire à la vie et aux systèmes écologiques, et essentielle pour le développement économique et social. En Algérie, Les quantités d'eau sont pour l'instant peu suffisantes grâce à la mobilisation des eaux de surfaces, des eaux souterraines et même des eaux non conventionnelles, mais il est plus permis de mal gérer cette ressource. La bonne gestion d'un système d'alimentation en eau potable débute par un bon dimensionnement de ce dernier en lui-même et par une gestion rigoureuse des différentes parties du projet.

Dans ce contexte s'inscrit le sujet de notre mémoire de fin d'études, il s'agit de l'étude du système d'alimentation en eau potable du nouveau pôle urbain AGOUNI OUCHERKI de la commune d'AGHRIBS (Wilaya de Tizi-Ouzou) dans le but de répondre confortablement à la demande projetée à notre horizon d'étude. Les ressources en eaux existantes dans la commune sont suffisantes pour alimenter cette nouvelle agglomération.

A cet effet, nous avons exploité le passage de la conduite du transfert de Taksebt pour satisfaire les besoins en eaux de ce nouveau pôle. Notre étude consiste l'adduction des eaux, le dimensionnement des ouvrages de stockage et ainsi le réseau distribution.

Pour une meilleure prise en charge de toute l'infrastructure hydraulique, le pôle urbain sera séparé en deux zones (zone 1 et zone 2). Au niveau de chaque zone, un réseau de distribution et d'adduction sera projeté, et ce pour assurer un équilibre quant à l'approvisionnement en eau des différentes parties.

Les différentes étapes de ce travail sont articulées de la manière suivante : la présentation de la zone d'étude, l'estimation des besoins en eau potable, la conception et dimensionnement du réseau de distribution, l'étude des réservoirs, l'étude d'adduction, pose de canalisation et management de projet.

Chapitre I

Présentation de la zone d'étude

Introduction

Ce chapitre a pour objet la présentation générale de la zone d'étude, avoir la situation géographique, situation topographique, réseau hydrographique, climat...etc. A partir de ces derniers, la conception d'un système d'alimentation en eau potable du nouveau pôle urbain (Agouni Oucharki) de la Commune d'Aghribs sera réalisée suivant les conditions et besoins locaux.

I. Présentation de la zone d'étude

I.1. Situation géographique et administrative de la commune

Aghribs est une commune située dans la Wilaya de Tizi Ouzou, située à 45 km au nord-est de la ville de Tizi Ouzou, à 13 km au nord-ouest d'Azazga, rattachée au Aârch d'Aït Djennad et à 20 km du chef-lieu de la daïra d'Azeffoun dont elle dépend administrativement.

Elle est accessible à partir de la RN 71 et de la RN 73.

Administrativement, elle est délimitée :

- Au Nord, par la commune d'Azeffoun.
- Au Nord-Ouest, par la commune d'Iflissen.
- Au sud, par la commune d'Azazga.
- Au sud-ouest, par la commune de Freha.
- À l'est, par la commune d'Akerrou.
- À l'ouest, par la commune de Timizart.



Figure I- 1: localisation de la commune d'AGHRIBS

La commune d'Aghribs est D'une superficie de 65,11 km², Le territoire de la commune s'étire du Nord au Sud et comporte trois zones physiques relativement distinctes et spécifiques :

- La zone centrale située sur la ligne de crête dominant la mer Méditerranée au Nord et Une vue pittoresque sur la vallée du Sébaou avec en arrière plan la chaîne montagneuse du Djurdjura.
- La zone Nord constituée des bassins versants donnant sur la mer Méditerranée.
- La zone Sud constituée des bassins versants donnant sur la vallée du Sébaou.

I.2.Situation topographique de la zone d'étude

Le nouveau pôle urbain AgouniOucherki est caractérisé par son aspect montagneux accidenté, située à la latitude de 36°48'08" Nord et à la longitude de 4°19'22" Est.

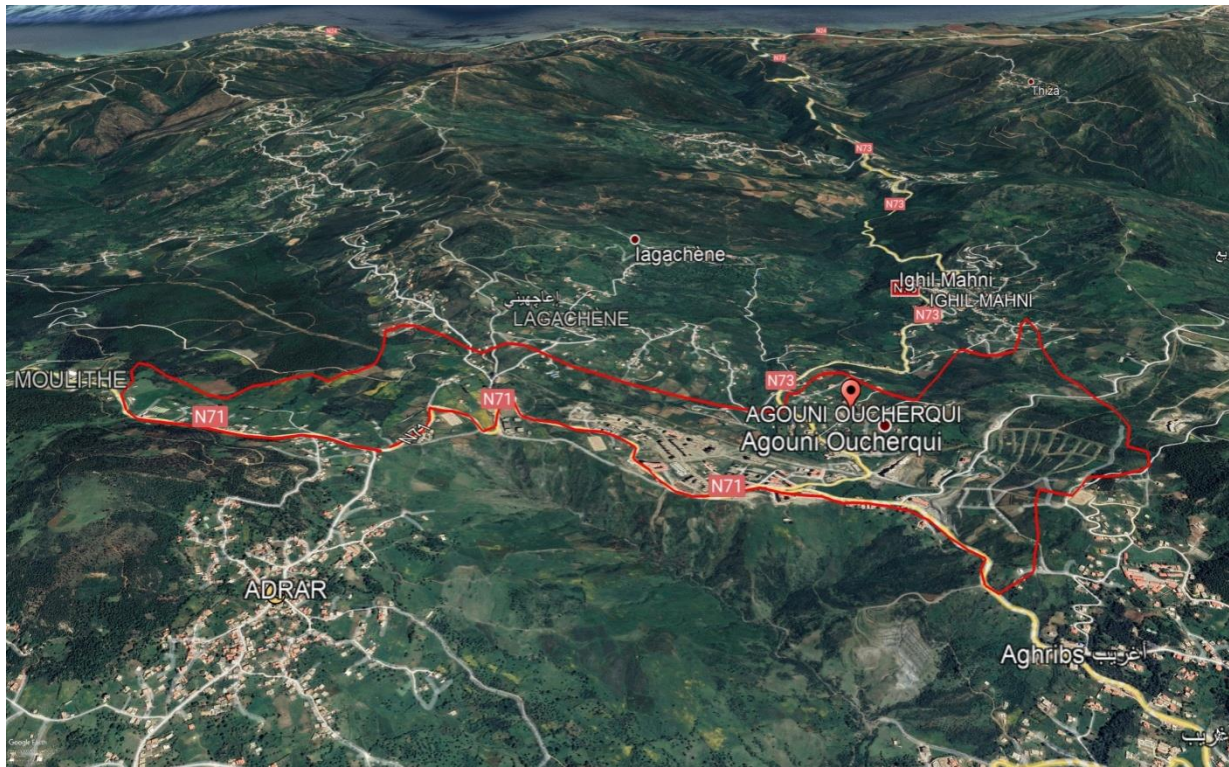


Figure I- 2: Image satellitaire de la région Agounioucherki (Source Google Earth 2021).

L'étude topographique est très importante pour distinguer la distribution de la population et leurs activités. La superficie totale du nouveau pôle urbain d'AgouniOucherki est de 250,63 ha dont 135,18 ha destinés à l'habitat.

I.2.1.Altitudes

Des massifs montagneux du Djurdjura classe AgouniOucharki dans la zone de moyenne montagne. L'analyse de la carte topographique de la zone d'étude montre que le nouveau pôle

urbain AgouniOucharki comporte une zone de montagne dont les altitudes varient entre 600 m à 750 m.

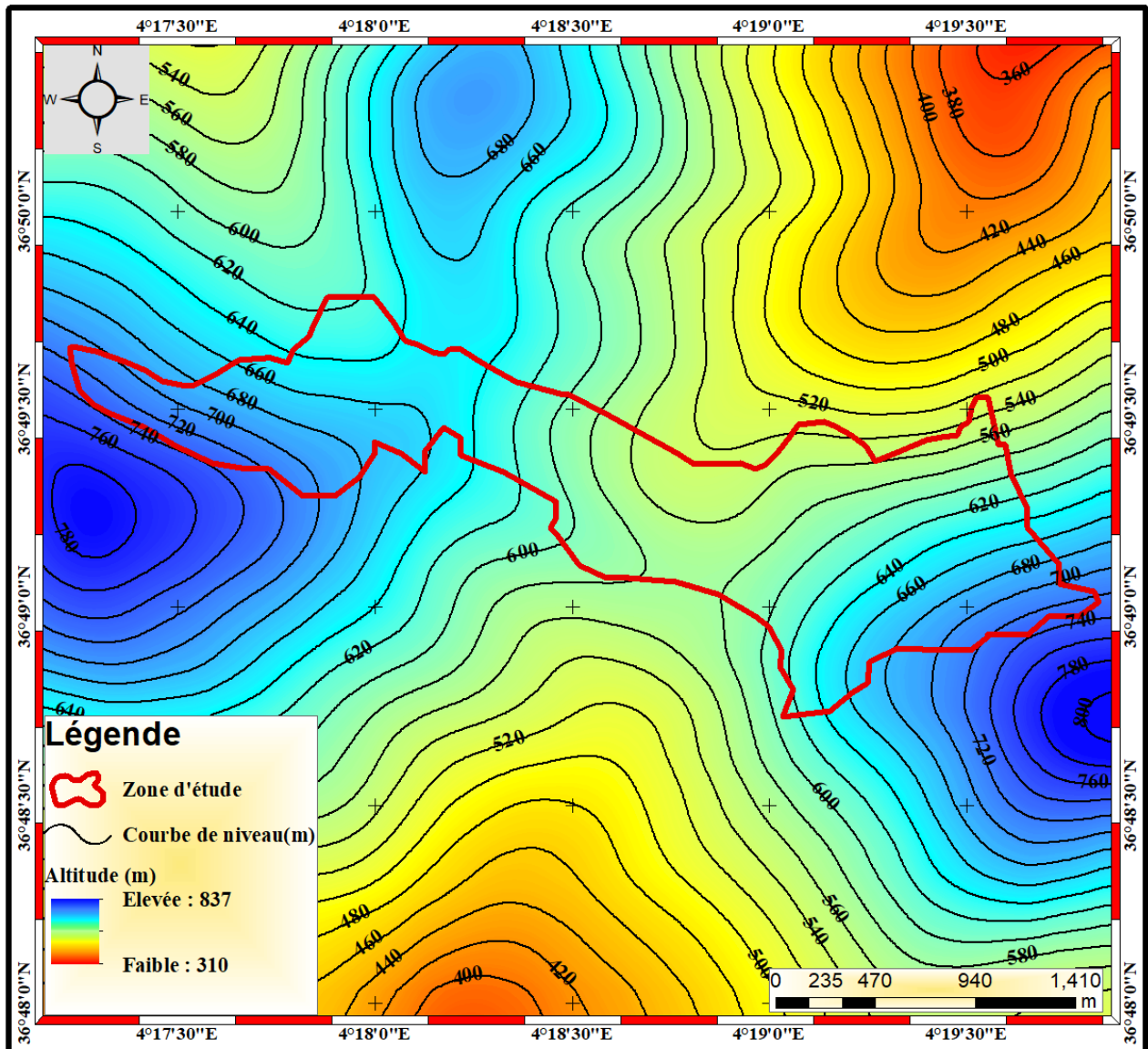


Figure I- 3: Carte des altitudes du pole urbain AgouniOucherki.

I.2.2. les pentes

Vu l'importance du relief déterminant à priori toute orientation d'un développement urbain, nous avons procédé à la réalisation d'une carte des pentes qui donne la topographie générale de la zone d'étude :

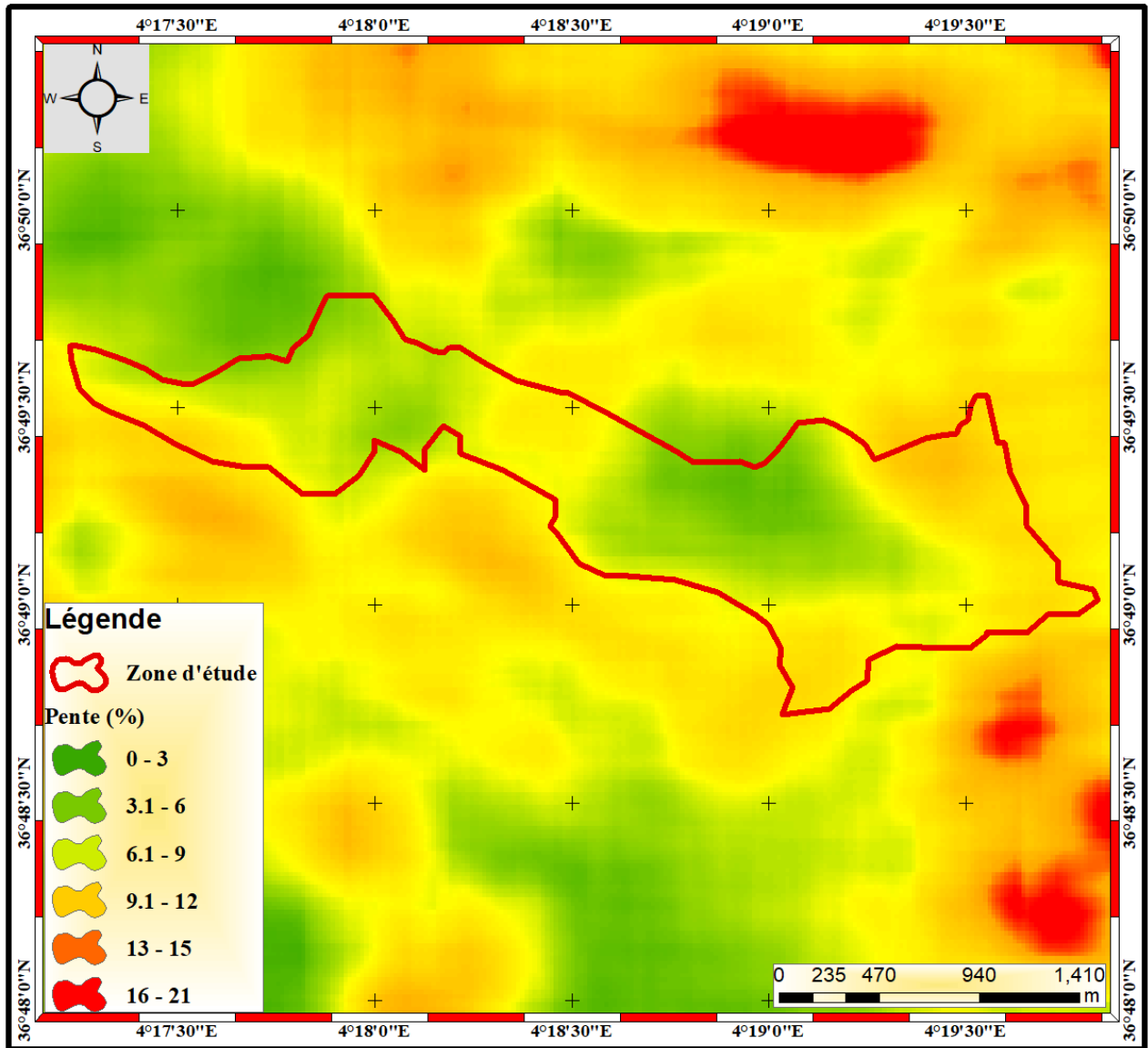


Figure I- 4: Carte des pentes du pôle urbain Agouni Oucharki.

Sa lecture nous renseigne que:

- 10 % de la superficie est occupée par de faibles pentes de 0% à 3%, ce qui représente pour cette partie des risques quasi nul pour l'urbanisation.
- 30% du site présente des pentes de 3% à 9%, cette classe de pente est moyennement favorable à l'urbanisation, son influence devient sensible sur le coût et la conception des zones à urbaniser.
- Plus de 53% du site présente des pentes allant de 6 à 15%, cette catégorie de pentes est peu favorable à l'urbanisation, l'influence de la pente devient très importante sur le coût et la conception des zones à urbaniser.
- On voit aussi sur la carte qu'il y a des zones où la pente varie de 16% à 22%, cette classe de pente est défavorable à l'urbanisation.

I.3. Etude géologique

Les argiles gréseuses présentent une puissante assise de la zone, s'étalant de sud vers la mer en suivant une forme concave. Des éboulis de grès numidien comprennent des sédiments, des cailloutis arrachés aux faciès environnants. Les pédologues qui ont fait des analyses au niveau de sol d'Azeffoun ont prouvées que la majorité des sols sont alluvionnaires (bloc de galets, graviers et sables). (YAKOUB, 2005)

I.4. Réseau hydrographique

Le territoire de la commune est parcouru par un réseau hydrographique assez dense. Les eaux des oueds existants se déversent directement dans la mer méditerranéenne. Ces oueds sont caractérisés par des débits faibles et très irréguliers en printemps, important en hiver et sec en été.

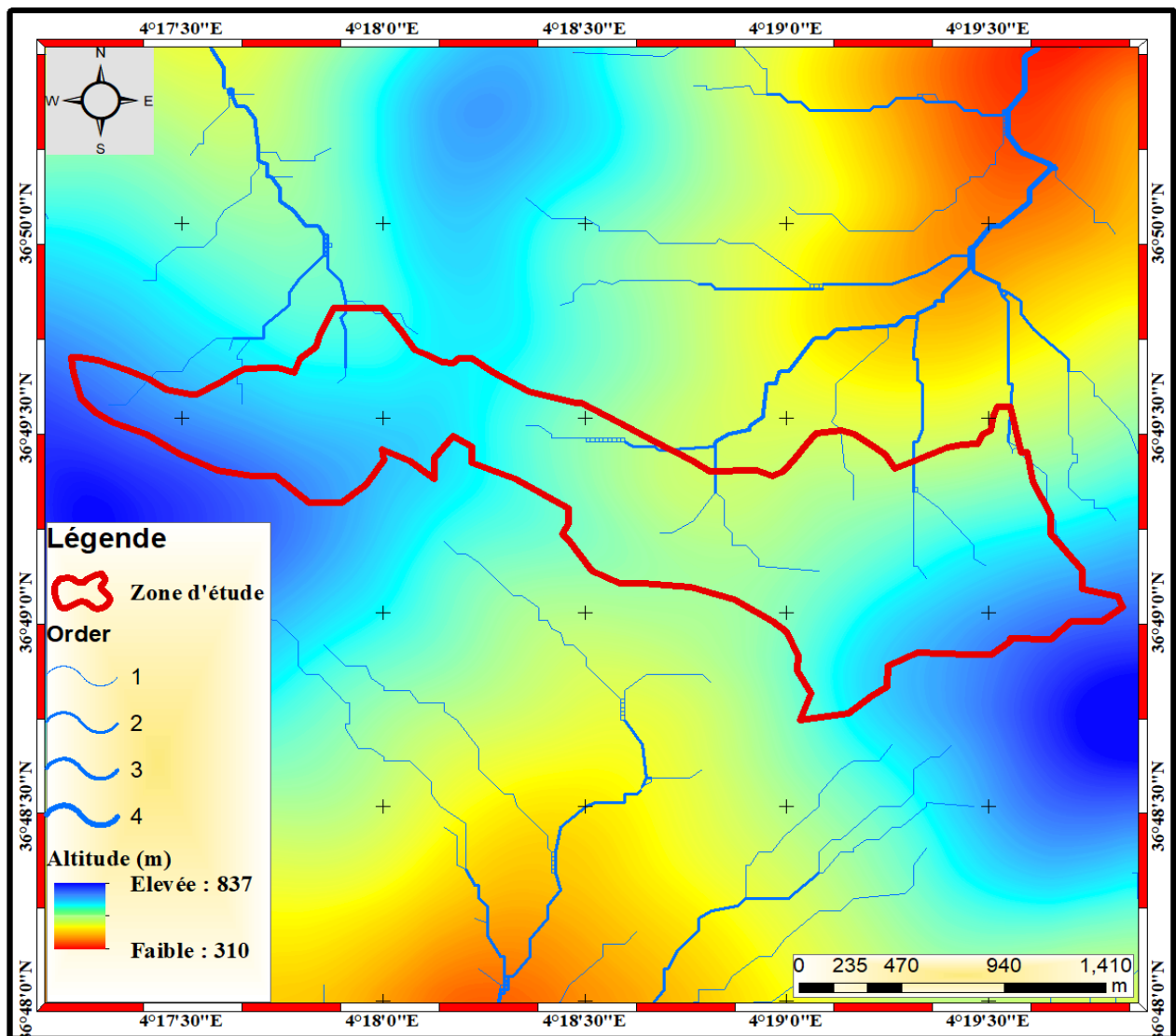


Figure I- 5: carte du réseau hydrographique du pôle urbain AgouniOucharki.

Le réseau hydrographique du nouveau pôle urbain AgouniOucharki est caractérisé par des

cours d'eau qui sont des affluents d'IghzerOuchattoub à l'Ouest et par les affluents d'IghzerTenssaouth à l'Est..

I.5. le Climat

La région d'AgouniOucharki est caractérisée par un étage bioclimatique subhumide de type méditerranéen avec hiver doux et humide et une saison estivale chaude et sèche.

I.5.1. les précipitations

Les précipitations constituent la composante fondamentale de l'hydrologie et la connaissance de cet apport d'eau au sol est essentielle pour appréhender l'état des réserves en eau du sol, la recharge des nappes et le régime des cours d'eau.

Tableau I- 1: Précipitations moyennes mensuelles (2015).

Mois	Ja	Fev	Mar	Avr	Mai	Jui	Jui	Aou	Sep	Oc	Nov	Dec	Ann
P_{moy} (mm)	113	88.4	82.8	72.3	41.26	13	6.4	9.8	43.5	80	101.6	131	65.2

Source : bureau d'étude Mr. HAMEG

Une observation des données relatives aux précipitations nous montre que la distribution est divisée en deux périodes :

- Une période sèche qui s'étale du mois de Juin au mois de Septembre avec un minimum de 6,39 mm en Juillet.
- Une période humide qui s'étend du mois d'Octobre au mois de Mai avec un maximum en Décembre de 130,19 mm.

I.5.2 : les températures

Les températures conditionnent le déficit d'écoulement ainsi que son estimation et jouent un rôle dans le processus de condensation et d'évaporation de l'eau. C'est pourquoi ses études s'avèrent nécessaire dans l'établissement du bilan hydrologique et la détermination du caractère climatique d'une région.

Tableau I- 2: Variation des températures (en °C) (2015).

Mois	ja	fe	Ma	Av	Ma	Jui	Jui	Aou	Se	Oc	No	Dé	Annuell
	n	v	r	r	i	n	l	t	p	t	v	c	e
T_{moy}(°)	12	12	14	15	18	23	25	26	23	20	15	13	18

Source : bureau d'étude Mr.HAMEG

Les températures moyennes mensuelles enregistrées montrent qu'effectivement le climat méditerranéen distingue deux saisons; une saison chaude et sèche et une saison froide et humide.

L'analyse des moyennes mensuelles des températures de la région d'AgouniOucharki nous montre:

- Une période froide qui s'étale du mois de Novembre au mois d'Avril avec un minimum de 12 °C en Janvier et en février;
- Une période chaude qui s'étale du mois de Mai au mois d'Octobre avec un maximum de 26°C en Août

I.6. La situation hydraulique

I.6.1. Variante actuelle

- Le réseau de distribution de la zone se fait à partir du réservoir 200 m³ situé en haut du parc communal à l'aide d'une conduite principale (Ø110) et de plusieurs ramifications (Ø 90, Ø 75, Ø 63, Ø 50, Ø 40, Ø 32).
- Le réservoir 200 m³ alimente aussi le village ThaourirthIoubane sur la RN 73 et une partie d'Aghribs bas sur la RN 71.

Le réseau de distribution présente de nombreux problèmes dus à sa vétusté selon la DRE. Il est à noter qu'il faut une rénovation totale pour le réseau.

- Le réseau d'adduction en eau potable de la zone d'étude se fait principalement à l'aide de d'un piquage N°2, sur la conduite de transfert Taksept (Flanc Nord), en fonte DN 400, traversant le chef-lieu le long de la RN71, quant à lui, alimente le réservoir 500 m³ d'Aghribs.
- Le réservoir 500 m³ alimente en adduction le réservoir 200 m³ de la zone à l'aide d'une conduite en 160 PEHD et le brise charge situé à l'extrême Est en DN 63 PEHD pour desservir le village Cheurfa (DN 40), IghilMahni bas (DN50) et le nouveau réservoir 100 m³ IghilMahni.

I.6.2. Variante projetée

- La variante proposée pour l'alimentation du nouveau pôle urbain AgouniOoucharki est de projeter quatre réservoirs : deux pour les agglomérations et équipements et deux autres pour les deux zones d'activité ouest et est pour assurer la pression sur toute la zone d'étude.
- L'alimentation des réservoirs sera à partir des deux piquages sur la conduite de Taksept avec deux conduites d'adduction gravitaire.
- Les conduites d'adduction et du réseau de distribution seront toutes en PEHD.

Conclusion

À travers ce chapitre, des données nécessaires ont été défini pour la zone. De point de vue topographique, pente et altitude il ressort que cette région est dotée d'un relief irrégulier et de terrains accidentés. Ainsi que l'étude hydraulique qui nous a donné une idée sur comment la région d'AgouniOucherki a été alimenté. À partir des informations disponibles dans la région à étudier, nous allons donc, subvenir aux besoins en eau actuels et futurs de tout le pôle par l'accroissement de la population et par le développement d'activité et nous allons procéder dans le chapitre qui suit au calcul des besoins en eau du nouveau pôle urbain.

Chapitre II

Evaluation des besoins en Eau De l'agglomération.

Introduction

L'estimation des besoins en eau d'une agglomération nous exige de donner une norme fixée pour chaque catégorie de consommateur. Cette norme unitaire (dotation) est définie comme un rapport entre le débit journalier et l'unité de consommateur (agent, élève, lit,...). Cette estimation en eau dépend de plusieurs facteurs (évolution de la population, des équipements sanitaires, équipements industrielles et du niveau de vie de la population,...). Elle diffère aussi d'une période à une autre et d'une agglomération à l'autre, dans ce chapitre on va faire une petite récapitulation des besoins en eau de la population existante et future à partir des logements existants et projetés ; les besoins des équipements existants et projetés ; ainsi que les besoins des deux zones d'activités projetées dans les deux zones ouest et est du nouveau pôle.

II. Estimation Des Besoins En Eau

II.1. Estimation de la population

Afin d'avoir une bonne conception pour notre projet, nous devons d'abord commencer l'estimation du nombre d'habitants de la zone à étudier et par la suite la demande en eau potable. La projection de la population sera déterminée par la méthode analytique, nous avons retenu un seul horizon, qui est celui du long terme (30 ans), avec la composition remise par les services techniques de la Commune.

II.1.1. Populations actuelle

Les données de la zone d'extension urbaine sont en termes de nombre de logement principalement, de ce fait le passage de la capacité envisagée en terme de logement, au nombre d'équivalent habitant, s'effectue par l'application d'un ratio de 6 habitants par logement (suggérée par les services de l'urbanisme et de la DRE de la wilaya de TiziOuzou).

Les hypothèses de projections de la population d'une agglomération reposent sur :

- La situation géographique et à sa région caractérisée par des perspectives de développements
- La situation socioéconomique : relativement homogène (région démographique homogènes).

L'estimation de la population à l'horizon 2051 du nouveau pôle urbain AgouniOucherki se fait par le calcul de la population actuelle et future selon les nombres de logements existants et projetés dans chaque zone, nous allons tout d'abord commencer par le calcul de la population actuelle. Les résultats sont consignés dans les tableaux suivants :

II.1.1.1.Zone 1

Tableau II - 1: la population actuelle (selon les logements existants) de la zone 1.

Logements individuels	Logements collectifs	Total	tol	Nombre d'habitant
18	1126	1144	6	6864

(Source : APC Aghribs)

II.1.1.2. Zone2

Tableau II - 2: la population actuelle (selon les logements existants) de la zone 2.

Logements individuels	Logements collectifs	Total	tol	Nombre d'habitant
24	188	212	6	1272

(Source : APC Aghribs)

II.1.2.Populationfuture

La population future du nouveau pôle urbain Agounioucherki est déterminée selon le nombre de logements projetés avec un ratio de 6 individus par logement. Les résultats sont consignés dans les tableaux suivants :

II.1.2.1.Zone 1

Tableau II - 3: la population future (selon les logements projetés) de la zone 1.

Logements collectifs (log)	Tol	Nombre d'habitant (hab)
996	6	5976

(Source : APC Aghribs)

II.1.2.2.Zone 2

Tableau II - 4: la population future (selon les logements projetés) de la zone 2.

Logements collectifs (log)	Tol	Nombre d'habitant (hab)
907	6	5442

(Source : APC Aghribs)

Tableau II - 5: Récapitulation de la population existante et future (selon les logements)

Désignation	Nombre de logements	Tol	Nombre d'habitants
ZONE 1			
Logements existants	1144	6	6864
Logements projetés	996	6	5976
Total zone 1	2 140	6	12 840
ZONE 2			
Logements existants	212	6	1272
Logements projetés	907	6	5442
Total zone 2	1 119	6	6 714
Total général	3 259	6	19 554

II.2. Evaluation des besoins en eau potable à l'état actuel (2021)

L'estimation des besoins en eau d'une agglomération nous exige de donner une norme fixée pour chaque catégorie de consommateur. Cette norme unitaire (dotation) est définie comme étant la quantité d'eau moyenne consommée par usager et par jour, Elle est en fonction de la situation économique, de la disponibilité des ressources, de l'utilisation des équipements domestiques modernes, de l'activité industrielle qui influent sur la variation des besoins d'une agglomération, et des variations saisonnières atteignant un minimum en hiver et un maximum en été, résultant d'une consommation plus élevée au temps chaud .

II.2.1. Consommation moyenne journalière

La consommation moyenne journalière de la zone concernée par l'étude, est égale à la dotation que multiplie le nombre de consommateur, exprimé en mètre cube par jour.

$$Q_{\text{moy, j}} = \frac{1}{1000} \times \text{Dot} \times N \dots \dots \dots \text{(II.1)}$$

Avec :

- $Q_{\text{moy, j}}$: Débit moyen journalier en **m³ /j** .
- Dot : dotation journalière en **l/j/hab**.
- N : nombre de consommateurs (**d'habitants**).

Compte tenu de l'urbanisation, du niveau de vie et du confort des habitants du nouveau pôle urbain AgouniOucharki, il est nécessaire d'examiner le besoin en eaux suffisant pour l'agglomération mais aussi les besoins des différentes catégories de consommation incluent dans ce dernier. Les différentes catégories des besoins en eau potable d'une agglomération sont:

II.2.1.1.consomption domestique

C'est l'utilisation de l'eau pour boire, préparer les repas, laver la vaisselle, prendre des douches et différents besoins de propreté. Ils dépendent essentiellement du niveau de vie, du développement des installations sanitaires et des habitudes de la population. il convient également d'y ajouter la consommation en eau pour l'arrosage des jardins familiaux La dotation, concernant la population est prise à 150 litres/habitant/jour, comme suggérée par les services de la DRE de la wilaya de TiziOuzou.

Tableau II - 6: les besoins de la population des deux zones à l'état actuel.

Désignations	Nombre d'habitant	Dotation (l/j/hab)	Q moy/j (M3/j)	Q moy (l/s)
Zone 1	6864	150	1029.6	11.92
Zone 2	1272	150	190.8	2.21
Total General	8136	150	1220.4	14.12

II.2.1.2.consomption des équipements

C'est la consommation d'eau qui englobe les différents services (Scolaires, Administratifs, Sanitaires, Culturels, et Services publics...) et les besoins des deux zones d'activité projetées. Le choix de la dotation varié selon la catégorie de consommation, et celle des zones industrielle c'est une valeur suggéré par le maitre d'ouvrage.

II.2.1.2.1. Zone 1

Tableau II - 7:Evolution des besoins en eaux pour les différentes catégories à l'état actuel (Zone1).

Type de besoins	Equipements	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Q moy/j (m3/j)	Q moy/j (l/s)
Scolaires	Ecole primaire	Elève	600	20	12	0.14
	lycée	élève	900	20	18	0.21
Administratifs	Annexe poste	employé	8	15	0.12	0.001
	Annexe APC	Employé	40	30	1.2	0.0114
	gendarmerie	gend	50	150	7.5	0.087
	Sureté urbaine	agent	30	50	1.5	0.017
Sanitaire	polyclinique	Patient	100	20	2	0.023
	Foyer pour	employé	10	30	0.3	0.00034
Socioculturels	Centre culturel	employé	100	30	3	0.034
	Bibliothèque	personne	100	20	2	0.023
	Cimetière	unité	1	1000	1	0.01
	Stade	vestiaire	3	2000	6	0.07
Commerciaux	Station de lavage	Voiture	30	120	3.6	0.042
	Locaux commerciaux	unité	200	80	16	0.19

II.2.1.2.1. Zone 2

Tableau II - 8: Evolution des besoins en eaux pour les différentes catégories à l'état actuel (Zone 2).

Type de besoin	équipements	unité	nombre	Dotation (l/j/unité)	Q moy/j (M3/j)	Q moy/j (l/s)
Socioculturels	Projet d'investissement touristique	Unité	1	100 000	100	1.157
	Parc communal	Employé	30	15	0.45	0.005
Commerciaux	Station de lavage	Voiture	30	120	0.50	0.006

Après une étude détaillée des différents besoins en eau, nous dressons un tableau récapitulatif des différentes catégories de consommations afin qu'on puisse calculer la consommation moyenne journalière.

Tableau II - 9: Récapitulation des Besoins en eau potables du nouveau pôle urbain à l'horizon actuel (2021).

Catégories des besoins	Qmoy.j (m3 /j)	
	Zone 1	Zone 2
domestique	1029.6	190.8
Scolaire	0.35	0
Administratifs	10.32	0
Sanitaire	2.3	0
Socioculturels	12	100.45
commerciaux	19.6	0.5
Total	1074.17	291.75

II.2.2.Variation de la consommation

Le débit demandé par les différents consommateurs varie dans le temps à cause de l'irrégularité de la consommation.

Ces diverses variations font partie de la variété des activités humaines.

Par conséquent, on distingue la variation annuelle et aussi saisonnière, qui sont liées au développement de l'agglomération ainsi son niveau de vie, la variation mensuelle qui est en

fonction de la densité de la zone, puis la variation journalière relative à la consommation la plus grande dans la journée durant une semaine.

Enfin, il y a la variation horaire qui est en fonction du régime de consommation de la population durant la journée.

II.2.2.1. Coefficient d'irrégularité

Les coefficients d'irrégularité permettent de se rapprocher de la vraie consommation de la zone d'étude vue que cette dernière est soumise à plusieurs variations dans le temps d'un endroit à un autre. Ces coefficients d'irrégularité sont :

- Le coefficient d'irrégularité maximale journalier ($k_{max,j}$) ;
- Le coefficient d'irrégularité minimale journalier ($k_{min,j}$) ;
- Le coefficient d'irrégularité maximale horaire ($k_{max,h}$) ;
- Le coefficient d'irrégularité minimale horaire ($k_{min,h}$).

II.2.2.2. Variation de la consommation journalière

La consommation journalière maximale nous permet de prédéterminer le dimensionnement des réseaux d'AEP, ainsi que les capacités de stockage (réservoirs) et les installations de pompage.

➤ La consommation maximale journalière

La consommation maximale journalière représente la journée de l'année où la Consommation en eau est la plus grande. Elle est définie par un coefficient d'irrégularité journalière maximale $K_{max jr}$. Ce dernier tient compte des variations journalières de la consommation. Ce coefficient nous permet de savoir de combien le débit maximum journalier dépasse le débit moyen journalier.

Pour le calculer, on effectuera le rapport de la consommation maximale journalière sur la consommation moyenne journalière. Soit :

$$k_{max,j} = \frac{Q_{max,j}}{Q_{moy,j}} \dots \dots \dots (II.2)$$

Avec :

- $Q_{max,j}$: le débit maximum journalier en (m^3 /j)
- $Q_{moy,j}$: le débit moyen journalier en (m^3 /j)

Le coefficient d'irrégularité maximale journalier (K_{maxj}) est compris entre 1,1 et 1,3. Il consiste à prévenir les fuites et les gaspillages au niveau du réseau avec une majoration de la consommation moyenne de 10% à 30%. Dans notre étude On prend $K_{max j} = 1.2$.

➤ **La consommation minimale journalière**

La consommation minimale journalière, représentée par $K_{min,j}$, qui est déterminé comme étant le rapport de la consommation minimale journalière et la consommation moyenne journalière :

$$k_{min,j} = \frac{Q_{min,j}}{Q_{moy,j}} \dots \dots \dots (II.3)$$

Avec :

- $Q_{min,j}$: le débit minimum journalier en (m^3 /j)
- $Q_{moy,j}$: le débit moyen journalier en (m^3 /j)

Le coefficient d'irrégularité minimale journalier ($K_{min,j}$) est compris entre 0,7 et 0,9 . On prend $K_{min,j} = 0,8$.

D'où $Q_{min,j} = 0.8 \cdot Q_{moy,j}$

II.2.2.3. Variations de la consommation horaire

❖ **Débit Moyen Horaire**

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante :

$$Q_{moy,h} = \frac{Q_{max,j}}{24} [m^3/h] \dots \dots \dots (II.4)$$

Avec :

- $Q_{moy,h}$: débit moyen horaire en (m^3 /h).
- $Q_{max,j}$: débit maximum journalier en (m^3/j)

❖ **Débit maximum horaire**

C'est le débit correspondant à l'heure de la forte demande en eau pendant la journée. Ce débit joue un rôle très important dans les différents calculs du réseau de distribution, il est déterminé par la relation suivante :

$$Q_{max,h} = K_{max,h} \times Q_{moy,h} \dots \dots \dots (II.5)$$

Avec :

- $Q_{max,h}$: Débit maximum horaire en (m^3 /h).
- $Q_{moy,h}$: Débit moyen horaire en (m^3 /h).

Il est représentée par le coefficient d'irrégularité maximale horaire ($K_{max,h}$) , 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 degré de confort et du

régime de travail de l'industrie. D'une manière générale, ce coefficient peut être décomposé en deux autres coefficients : α_{max} et β_{max} ;

Tel que:

$$K_{max,h} = \alpha_{max} \cdot \beta_{max} \dots\dots\dots(II.6)$$

Avec :

➤ α_{max} : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et de régime du travail, varie de 1,2 à 1,5 et dépend du niveau de développement local.

Pour notre cas on prend : $\alpha_{max} = 1,3$.

➤ β_{max} : coefficient tient compte de l'importance démographique de l'agglomération et l'accroissement de la population.

Tableau II - 10: β_{max} en fonction du nombre d'habitants.

habitant	< 1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000
B_{max}	2	1.8	1.6	1.5	1.4	1.3	1.2	1.15

Donc pour :

➤ la zone1 6864hab donc: $\beta_{max} = 1.37$ d'où $K_{max,h}$ sera : $K_{max,h_1} = 1,78$

➤ la zone2 1272hab donc : $\beta_{max} = 1.89$ d'où $K_{max,h}$ sera : $K_{max,h_2} = 2.46$

❖ **Débit Minimum Horaire**

Il est déterminé par la relation suivante :

$$Q_{min, h} = K_{min, h} \times Q_{moy, h} \dots\dots\dots(II.7)$$

Avec :

- $Q_{min, h}$: Débit minimum horaire en (m³/h).
- $Q_{moy, h}$: Débit moyen horaire en (m³/h).
- $K_{min,h}$: Coefficient d'irrégularité minimale horaire donné par la formule :

$$K_{min,h} = \alpha_{min} \times \beta_{min} \dots\dots\dots(II.8)$$

Avec :

- α_{min} : Coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime de travail, Varie de 0,4 à 0,6.

Pour notre cas on prend : $\alpha_{min} = 0,5$

- B_{min} : Coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population.

Le tableau ci-dessous présente sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Tableau II - 11 : β_{\min} en fonction du nombre d'habitants.

habitant	< 1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000
B_{\min}	0.1	0.1	0.1	0.2	0.25	0.4	0.5	0.6

Donc pour :

- la zone1 6864 hab donc : $\beta_{\min} = 0.28$ d'où $K_{\max,h}$ sera : $K_{\min,h_1} = 0.14$
- la zone2 1272 hab donc : $\beta_{\min} = 0.1$ d'où $K_{\max,h}$ sera : $K_{\min,h_2} = 0.05$

Tableau II - 12 : récapitulation des calculs des débits :

Paramètre	$Q_{\text{moy},j}$ (m ³ /j)	$K_{\text{max},j}$	$Q_{\text{max},j}$ (m ³ /j)	$Q_{\text{moy},h}$ (m ³ /h)	$K_{\text{min},h}$	$Q_{\text{min},h}$ (m ³ /h)	$Q_{\text{min},h}$ (l/s)	$K_{\text{max},h}$	$Q_{\text{max},h}$ (m ³ /h)	$Q_{\text{max},h}$ (l/s)
Zone1	1074.17	1.2	1289	53.7	0.14	7.52	2.09	1.78	95.6	26.55
Zone 2	291.75	1.2	350.1	14.59	0.05	0.73	0.2	2.46	35.9	9.97

II.2.3. Evaluation de la consommation horaire

La variation des débits horaires est exprimée en pourcentage par rapport au débit maximal journalier de l'agglomération, par la relation suivante :

$$Ch(\%) = \frac{Q_h}{Q_{\text{max},j \text{ tot}}} \quad (II.9)$$

Avec :

- $Ch(\%)$: coefficient de consommation horaire
- Q_h (m³/h): Débit horaire.

Dans la présente étude, pour la détermination du débit de pointe, on a opté pour la méthode donnant la variation horaire de la consommation totale dans divers centres d'agglomération en se basant sur le tableau (voir Annexe) qui donne les variations horaires de la consommation totale dans divers centres d'agglomération.

La variation des débits horaires d'une journée est représentée en fonction du nombre d'habitants dans les tableaux suivants :

➤ Zone 1

Tableau II - 13: Détermination du débit maximum horaire (zone1) à l'horizon actuel.

Heures	Qmaxj(m3/j)=1289		Cumul	
H	Ch (%)	Qmaxh (m3/h)	Ch (%)	Qmaxh (m3/h)
0-1	1	12.89	1	12.89
1-2	1	12.89	2	25.78
2-3	1	12.89	3	38.67
3-4	1	12.89	4	51.56
4-5	2	25.78	6	77.34
5-6	3	38.67	9	116.01
6-7	5	64.45	14	180.46
7-8	6.5	83.78	20.5	264.24
8-9	6.5	83.78	27	348.02
9-10	5.5	70.89	32.5	418.91
10-11	4.5	58	37	476.91
11-12	5.5	70.89	42.5	547.8
12-13	7	90.23	49.5	638.03
13-14	7	90.23	56.5	728.26
14-15	5.5	70.89	62	799.15
15-16	4.5	58	66.5	857.15
16-17	5	64.45	71.5	921.6
17-18	6.5	83.78	78	1005.38
18-19	6.5	83.78	84.5	1089.16
19-20	5	64.45	89.5	1153.61
20-21	4.5	58	94	1211.61
21-22	3	38.67	97	1250.28
22-23	2	25.78	99	1276.06
23-24	1	12.89	100	1289
total	100	1289	100	1289

D'après les valeurs du tableau précédent l'heure de pointe est située de 12h à 14h et le débit correspondant est : $Q_{maxh} = 90.23m^3/h = 25.06 \text{ l/s}$

➤ **Zone 2 (Est)**

Tableau II - 14: Détermination du débit maximum horaire (zone2) à l'horizon actuel.

Heures	Qmaxj (m3/j)=350.1		Cumul	
	Ch (%)	Qmaxh (m3/h)	Ch (%)	Qmaxh (m3/h)
0-1	1	3.5	1	3.5
1-2	1	3.5	2	7
2-3	1	3.5	3	10.5
3-4	1	3.5	4	14
4-5	2	7	6	21
5-6	3	10.5	9	31.5
6-7	5	17.5	14	49
7-8	6.5	22.75	20.5	71.75
8-9	6.5	22.75	27	94.5
9-10	5.5	19.26	32.5	113.76
10-11	4.5	15.75	37	129.51
11-12	5.5	19.26	42.5	148.77
12-13	7	24.51	49.5	173.28
13-14	7	24.51	56.5	197.79
14-15	5.5	19.26	62	217.05
15-16	4.5	15.75	66.5	232.8
16-17	5	17.5	71.5	250.3
17-18	6.5	22.75	78	273.05
18-19	6.5	22.75	84.5	295.8
19-20	5	17.5	89.5	313.3
20-21	4.5	15.75	94	329.05
21-22	3	10.5	97	339.55
22-23	2	7	99	346.55
23-24	1	3.5	100	350.1
total	100	350.1	100	350.1

D'après les valeurs du tableau précédent l'heure de pointe est située de 12h à 14h et le débit correspondant est : **Qmaxh = 24.51 m3/h = 6.80 l/s.**

II.3. Estimation des besoins en eau potable à l'horizon 2051

II.3.1. Calcul des besoins moyens journaliers

L'estimation des besoins en eau potable du nouveau pôle urbain AgouniOucherki à l'horizon 2051, se calcul à partir des besoins des logements et équipements existant ; et de logements

Chapitre II: Evaluation des besoins en Eau De l'agglomération

et équipement projetés .le tableaux suivant présente les différentes catégories de consommation :

- **La consommation domestique**

Tableau II - 15: les besoins de la population des deux zones à l'horizon 2051.

Désignations	Nombre d'habitant	Dotation (l/j/hab)	Q moy/j (M3/j)	Q moy (l/s)
Zone 1	12840	150	1926	22.3
Zone 2	6714	150	1007.1	11.65
Total General	19554	150	2933.1	33.95

- **La consommation des équipements**

- **Zone 1 (Ouest)**

Tableau II - 16: Estimation des besoins en eau potables des équipements projetés à l'horizon 2051 (Zone1)

Type de besoins	Equipements	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Q moy/j (m3/j)	Q moy/j (l/s)
Scolaires	Ecole primaire	Elève	700	20	14	0.16
	CEM	Elève	600	20	12	0.14
Administratifs	Agence postale	Employé	10	15	0.15	0.002
	Centre d'affaire	Employé	50	15	0.75	0.009
	Unité de protection	Pompier	30	100	3	0.035
	Sûreté urbaine	Employé	30	50	1.5	0.017
	Réservesd'équipements	Employé	60	20	1.20	0.014
	Maison de l'artisanat	Employé	10	15	0.15	0.0017
Sanitaire	Salle de soins	Employé	10	40	0.4	0.0004
Socioculturels	Crèche	Enfant	60	20	1.20	0.014
	Mosquée	Fidèle	200	20	4	0.046
	Hôtel	Chambre	50	70	3.5	0.04
	Salle de sport	Vestiaire	8	1000	8	0.092
	Célibatorium	Unité	1	50	0.05	0.001
Commerciaux	Centre commercial	Surface	2	25 000	50	0.58
	Marché	Unité	1	25 000	25	0.289
	Complexe de loisir	Adhérent	50	15	0.75	0.009
Total	/				125.65	1.46

Chapitre II: Evaluation des besoins en Eau De l'agglomération

D'après les services de la DRE de TiziOuzou les deux zones d'activité projetées permettent de répondre aux nombreuses sollicitations des porteurs des projets, particulièrement, dans les domaines de la transformation des bois et lièges, pierres et grès ainsi que dans les petites et moyennes entreprises et industries en général, et pour cela la dotation de ces zones a été suggérée par le maître d'ouvrage : 45(m³/hect/j) ; car les affectations des activités n'ont pas été faites encore par les services de wilaya.

Tableau II - 17: Evolution des besoins en eau de la zone d'activité Ouest (1).

Aménagement	Unité	Nombre	Dotation (m ³ /hect/j)	Q moy/j (M ³ /j)	Q moy/j (l/s)
Zone d'activité 1 Ouest	hectare	20	45	900	10.416

➤ Zone 2 (Est)

Tableau II - 18: Estimation des besoins en eau potables des équipements projetés à l'horizon 2051 (Zone1)

Type de besoins	Equipements	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Q moy/j (m ³ /j)	Q moy/j (l/s)
Scolaires	Lycée	Elève	700	20	14	0.16
	CEM	Elève	600	20	12	0.14
Administratifs	Réserves d'équipements	Employé	60	20	1.2	0.014
	C.F.P.A	Stagiaire	300	20	6	0.07
Socioculturels	garderie d'enfant	Enfant	50	80	4	0.046
	Mosquée	Fidèle	400	20	8	0.093
	3 Hôtels	Chambre	300	80	24	0.28
	Salle de sport	Vestiaire	4	1000	4	0.046
Commerciaux	Centre commercial	Unité	1	25 000	25	0.289
	Marché	Unité	1	10 000	10	0.12
	Centre national de regroupement sportif + Piscine	Unité	1	300 000	300	3.472
	Village touristique	Hect	15	2000	24	0.28
Total	/				432.2	5

Tableau II - 19: Evolution des besoins en eau de la zone d'activité Est.

Aménagement	Unité	Nombre	Dotation (m3/hect/j)	Q moy/j (M3/j)	Q moy/j (l/s)
Zone d'activité 2 Est	hectare	28	45	1260	14.58

II.3.2.Récapitulation générale

Après avoir fait une étude détaillée des besoins en eau du nouveau pôle urbain on peut récapituler les besoins totaux dans un tableau dans le but de déterminer le débit moyen journalier total, qui alimentera cette région.

Tableau II - 20: Récapitulation des Besoins en eau potables du nouveau pôle urbain à l'horizon actuel (2051).

Catégories des besoins	Q _{moy,j} (m3 /j)			
	Zone 1		Zone 2	
	existant	projeté	existant	projeté
Domestique	1029.6	1926	190.8	1007.1
Equipements	44.57	125.65	100.95	432.2
Totale	3125.82		1731.05	
Zone d'activités	900		1260	

Il résulte des besoins en eau potable tout en tenant compte des fuites dans le réseau et du gaspillage pratiqué, une majoration des besoins de 15 %.

D'où :
$$Q_{moyjr} = 1.15 * Q_{moy jr}$$

Les besoins seront donnés dans le tableau suivant :

Tableau II - 21: récapitulation générale des besoins des deux zones avec 15 % de fuites à l'horizon 2051

Désignations	Q moy/j (M3/j)	Q moy (l/s)
Zone 1		
Population +équipements	3594.7	41.60
Zone d'activité 1 Ouest	1035	12
Total zone 1	4629.7	53.6
Zone 2		
Population + équipements	1990.70	23.04

Zone d'activité 2 Est	1449	16.78
Total zone 2	3439.7	39.81

II.3.2. Détermination des débits de consommation

En appliquant les mêmes procédés et les mêmes formules présentées auparavant on a trouvé les résultats de calculs des débits présentés dans le tableau ci-après avec :

Le débit maximum journalier : $Q_{max, j} = K_{max, j} \times Q_{moy, j}$ (m³ /j)

Le débit moyen horaire : $Q_{moy, h} = Q_{max, j} / 24$ (m³ /h)

Le débit maximal horaire : $Q_{max, h} = K_{max, h} \times Q_{moy, h}$ (m³ /h)

Tableau II - 22: Résultats de calculs des différents débits pour l'horizon (2051).

Paramètre	$Q_{moy, j}$ (m ³ /j)	$K_{max, j}$	$Q_{max, j}$ (m ³ /j)	$Q_{moy, h}$ (m ³ /h)	$K_{min, h}$	$Q_{min, h}$ (m ³ /h)	$Q_{min, h}$ (l/s)	$K_{max, h}$	$Q_{max, h}$ (m ³ /h)	$Q_{max, h}$ (l/s)
Zone1	3594.7	1.2	4313.64	179.73	0.21	37.75	10.48	1.651	296.73	80.43
Zone activité 1	1035	1	1035	-	-	-	-	-	-	-
Zone 2	1990.70	1.2	2388.84	99.54	0.135	13.44	3.73	1.794	178.6	49.6
Zone activité 2	1449	1	1449	-	-	-	-	-	-	-

II.3.3. Evaluation de la consommation horaire

On refait le même calcul qu'avant en utilisant l'annexe pour le choix des coefficients horaire. Dans notre cas le régime de fonctionnement des usines n'est pas connu, nous avons supposés qu'ils sont projetées pour deux brigades de travail donc 16 h par jours, d'après les recherches que j'ai fait la majorité des industries dans les domaines de la transformation des bois et lièges, pierres et grès ne fonctionnent pas 24h/24h et pour réaliser un projet économique on opte pour ce temps de fonctionnement.

➤ Zone 1

Selon le nombre d'habitants de l'agglomération on a choisi le régime de consommation suivant : (10000 à 50000) **Annexe 1.**

Tableau II - 23: Débit maximum horaire de l'agglomération et de la zone d'activité 1.

Heures	Agglomérations		Cumul	
	Ch(%)	Q _{max,h} (m ³ /h)	Ch(%)	Q _{max,h} (m ³ /h)
0-1	1.5	64.7	1.5	64.7
1-2	1.5	64.7	3	129.4
2-3	1.5	64.7	4.5	194.1
3-4	1.5	64.7	6	258.8
4-5	2.5	107.84	8.5	366.64
5-6	3.5	150.98	12	517.62
6-7	4.5	194.12	16.5	711.74
7-8	5.5	237.25	22	948.99
8-9	6.25	269.6	28.25	1218.59
9-10	6.25	269.6	34.5	1488.19
10-11	6.25	269.6	40.75	1757.79
11-12	6.25	269.6	47	2027.39
12-13	5	215.68	52	2243.07
13-14	5	215.68	57	2458.75
14-15	5.5	237.25	62.5	2696
15-16	6	258.81	68.5	2954.81
16-17	6	258.81	74.5	3218.62
17-18	5.5	237.25	80	3450.87
18-19	5	215.68	85	3666.55
19-20	4.5	194.12	89.5	3860.67
20-21	4	172.55	93.5	4033.22
21-22	3	129.41	96.5	4162.63
22-23	2	86.27	98.5	4248.9
23-24	1.5	64.7	100	4313.64
total	100	4313.64	100	4313.64

Zone d'activité 1		Cumul	
Q _{max,j} (m ³ /j)=1035			
Ch(%)	Q _{max,h} (m ³ /h)	Ch(%)	Q _{max,h} (m ³ /h)
-	-	-	-
-	-	-	-
-	-	-	-
-	-	-	-
6.25	64.69	6.25	64.49
6.25	64.69	12.5	128.98
6.25	64.69	18.75	193.67
6.25	64.69	25	258.36
6.25	64.69	31.25	323.05
6.25	64.69	37.5	387.74
6.25	64.69	43.75	452.43
6.25	64.69	50	517.12
6.25	64.69	56.25	581.81
6.25	64.69	62.5	646.5
6.25	64.69	68.75	711.19
6.25	64.69	75	775.88
6.25	64.69	81.25	840.57
6.25	64.69	87.5	905.26
6.25	64.69	93.75	969.95
6.25	64.69	100	1035
-	-	-	-
-	-	-	-
-	-	-	-
-	-	-	-
100	1035	100	1035

D'après les valeurs des tableaux précédent l'heure de pointe est située de 8h à 12h et le débit correspondant est : $Q_{maxh} = 269.6 \text{ m}^3/\text{h} = 75 \text{ l/s}$ pour l'agglomération, et $Q_{maxh} = 64.69 \text{ m}^3/\text{h} = 17.97 \text{ m}^3/\text{h}$ pour la zone d'activité 1.

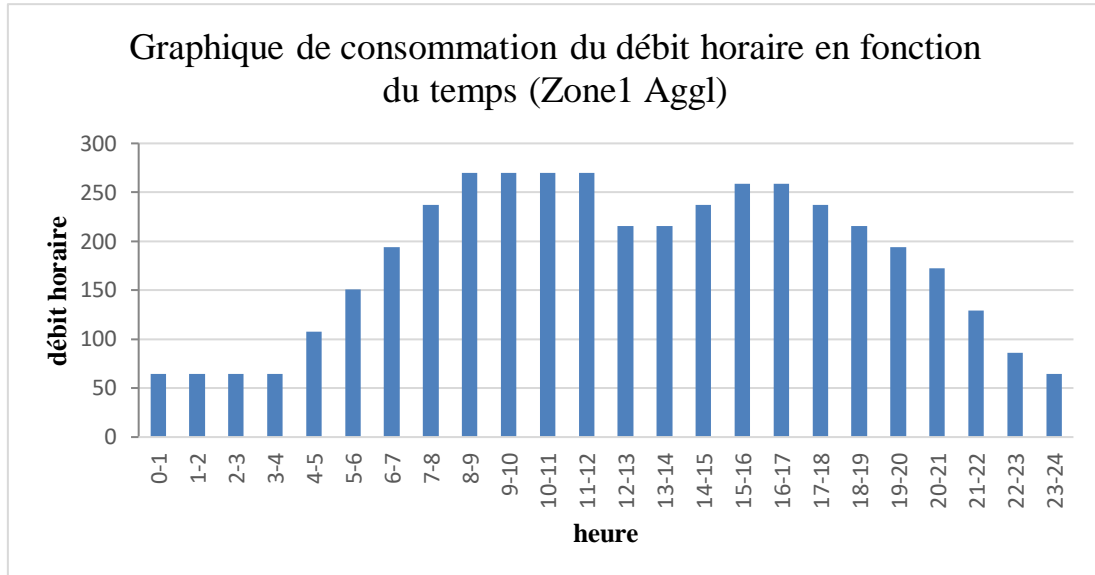


Figure II- 1: L'histogramme de la consommation horaire de la zone 1.

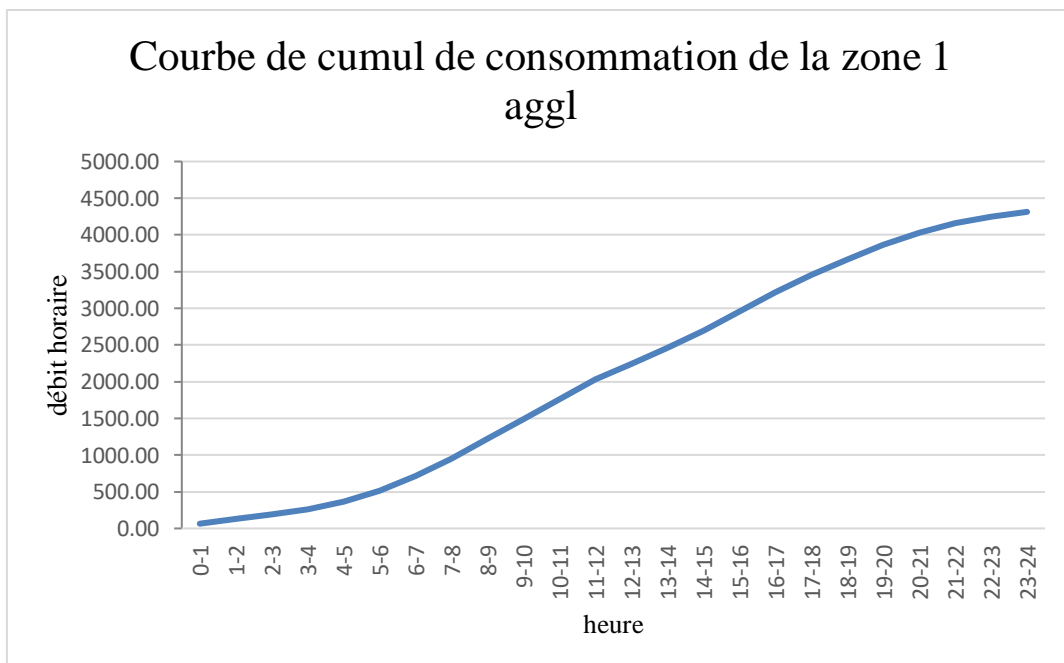


Figure II- 2 : Courbe du cumul de consommation de la zone Aggl 1.

➤ Zone2

Selon le nombre d'habitants de l'agglomération en a choisi le régime de consommation suivant : (< à 10000) Annexe

Chapitre II: Evaluation des besoins en Eau De l'agglomération

Tableau II - 24: Détermination du débit maximum horaire de l'agglomération et de la zone d'activité 2.

Heures	Agglomérations		Cumul		Zone d'activité 2		Cumul	
	Q _{max,j} (m ³ /j)=2388.84		Ch (%)	Q _{maxh} (m ³ /h)	Q _{maxj} (m ³ /j)=1449		Ch (%)	Q _{maxh} (m ³ /h)
H	Ch (%)	Q _{max,h} (m ³ /h)			Ch (%)	Q _{maxh} (m ³ /h)		
0-1	1	23.88	1	23.88	-	-	-	-
1-2	1	23.88	2	47.76	-	-	-	-
2-3	1	23.88	3	71.64	-	-	-	-
3-4	1	23.88	4	95.52	-	-	-	-
4-5	2	47.77	6	143.29	6.25	90.56	6.25	90.56
5-6	3	71.66	9	214.95	6.25	90.56	12.5	181.12
6-7	5	119.44	14	334.39	6.25	90.56	18.75	271.68
7-8	6.5	155.28	20.5	489.67	6.25	90.56	25	362.24
8-9	6.5	155.28	27	644.95	6.25	90.56	31.25	452.8
9-10	5.5	131.39	32.5	776.34	6.25	90.56	37.5	543.36
10-11	4.5	107.5	37	883.84	6.25	90.56	43.75	633.92
11-12	5.5	131.39	42.5	1015.23	6.25	90.56	50	724.48
12-13	7	167.22	49.5	1182.45	6.25	90.56	56.25	815.04
13-14	7	167.22	56.5	1349.67	6.25	90.56	62.5	905.6
14-15	5.5	131.39	62	1481.06	6.25	90.56	68.75	996.16
15-16	4.5	107.5	66.5	1588.56	6.25	90.56	75	1086.72
16-17	5	119.44	71.5	1708	6.25	90.56	81.25	1177.28
17-18	6.5	155.28	78	1863.28	6.25	90.56	87.5	1267.84
18-19	6.5	155.28	84.5	2018.56	6.25	90.56	93.75	1358.4
19-20	5	119.44	89.5	2138	6.25	90.56	100	1449
20-21	4.5	107.5	94	2245.5	-	-	-	-
21-22	3	71.66	97	2317.16	-	-	-	-
22-23	2	47.77	99	2364.93	-	-	-	-
23-24	1	23.88	100	2388.84	-	-	-	-
total	100	2388.84	100	2388.84	100	1449	100	1449

D'après les valeurs des tableaux précédents l'heure de pointe est située de 12h à 14h et le débit correspondant est : **Q_{maxh} = 167.22 m³/h = 46.45 l/spour** l'agglomération est **Q_{maxh} = 90.56m³/h** pour la zone d'activité 2.

Graphiques des consommations et les courbe intégrale de chaque catégorie :

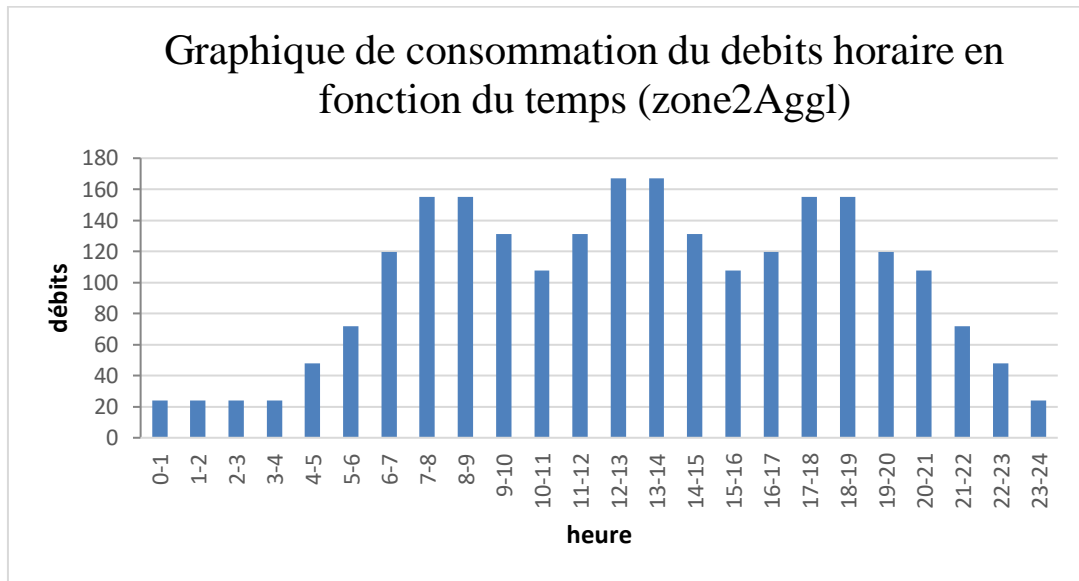


Figure II- 3: L'histogramme de la consommation horaire de la zone 2 Aggl.

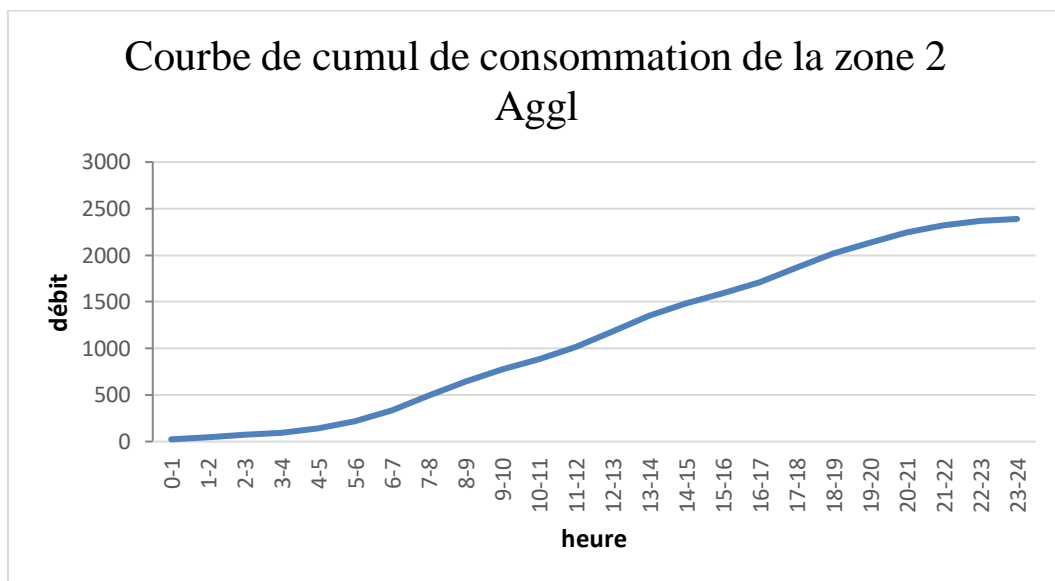


Figure II- 4: courbe de cumul de consommation horaire de la zone 2Aggl.

Conclusion

L'étude des différentes catégories des besoins en eau que nous avons effectuée dans ce chapitre, nous a permis de calculer les consommations moyennes journalières des deux zones qui seront consommées par le nouveau pôle urbain AgouniOucherki au 2051. Et ceci nous a permis de calculer les différents débits de dimensionnements : maximum et minimum. De même que, les débits horaires (moyen, maximum et minimum), qui sont estimés de l'ordre $Q_{maxh} = 269.6 \text{ m}^3/\text{h}$ et $Q_{minh} = 64.7 \text{ m}^3/\text{h}$ pour la zone 1 et de l'ordre $Q_{maxh} = 167.22 \text{ m}^3/\text{h}$ et $Q_{minh} = 23.88 \text{ m}^3/\text{h}$ pour la zone 2. Comme nous avons aussi tracé les courbes du cumul de consommation (courbe intégrale).

A travers les calculs effectués nous avons pu estimer les besoins en eau des deux zones d'activité (Ouest et Est) à projeter, en supposant un régime de travail de deux brigades (16h) pour chaque zone, les débits obtenus sont respectivement : $Q_{maxj} = 1035 \text{ m}^3/\text{j}$, et $Q_{max,j} = 1449 \text{ m}^3/\text{j}$.

Chapitre III

Etude des réservoirs

Introduction

Avant d'être distribuée, l'eau est stockée dans des réservoirs de stockage. Ces derniers contribuent à améliorer les conditions de distribution de l'eau et à en sécuriser l'alimentation. Il permet de régulariser la demande en eau au cours de la journée. C'est aussi une réserve qui garantit l'autonomie en cas d'incident sur le réseau d'eau potable. Les réservoirs font l'objet d'une surveillance continue et de désinfection régulière. Afin d'assurer un bon fonctionnement, nous allons vérifier si les réservoirs existants suffi pour pouvoir reprendre au besoin de notre agglomération, ce qui est l'objectif de ce chapitre.

III.1. Rôles des réservoirs

Les réservoirs constituent les ouvrages régulateurs de pression et de débit entre le régime d'adduction et le régime de distribution. Destinées généralement à la consommation domestique, Ils permettent de :

- Stockez l'eau pendant les heures creuses de consommation d'eau et le remettre aux moments où la consommation d'eau est élevée.
- Point test et de contrôle, en volume (niveau d'eau), en qualité (tester la qualité de l'eau avant la distribution) ; et en pression (cote des eaux au niveau de cet ouvrage).
- Régulateur de pression en tout point du réseau.
- Elément de sécurité vis à vis des risques d'incendie.
- Assurer la continuité de la distribution pendant l'arrêt de la pompe ou en cas de coupure d'électricité
- Briser la charge dans le cas d'une distribution étagée.

III.2. Classification des réservoirs

On peut classer les réservoirs en plusieurs catégories selon :

❖ Le matériau de construction

- Réservoir métalliques.
- Réservoir en maçonnerie.
- Réservoir en béton armé.

❖ La situation des lieux

- Enterrées.
- Semi-enterrés.
- Surélevé.

❖ Selon l'usage

- Réservoir principal d'accumulation et de stockage. (Réservoir d'eau traité).
- Réservoir terminal.
- Réservoir d'équilibre.
- Réservoir tampon.
- Bâche de reprise.
- Brise charge.

❖ Selon la forme de la cuve

- Réservoirs rectangulaires.
- Réservoirs circulaires.
- Réservoirs quelconque (sphérique,...)

III.3.Emplacement Des Réservoirs

L'emplacement d'un réservoir dépend de la topographie. L'altitude du radier doit être supérieure à la plus grande cote piézométrique nécessaire au niveau du réseau de distribution.

En ce qui concerne la cote du radier, il faut évaluer la perte de charge entre le réservoir et la plus haute cote piézométrique à desservir, ce qui définira le type de réservoir à adopter.

III.4.Equipements des réservoirs d'alimentation

III.4.1. Conduite d'arrivée ou d'alimentation

Elle est placée à l'opposé de la conduite de départ pour provoquer le brassage. Cette arrivée permet le renouvellement d'eau par mélange en créant des perturbations et un écoulement par rouleaux. Elle peut être placée soit en haut (Noyé ou chute libre), soit en bas (par le bas ou par le fond) du réservoir.

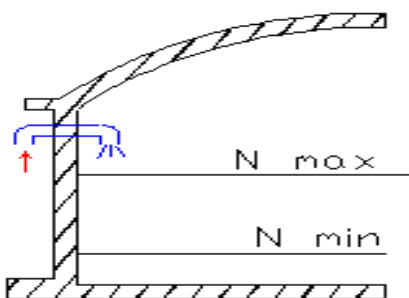


Figure III- 2: Arrivée par le haut

(Chute libre)

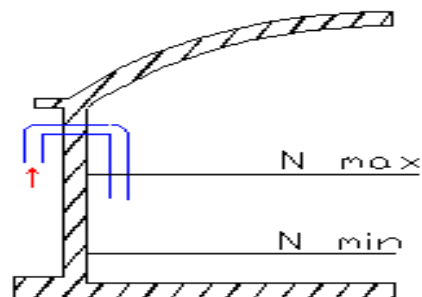


Figure III- 1: Arrivée par le haut

(Noyé)

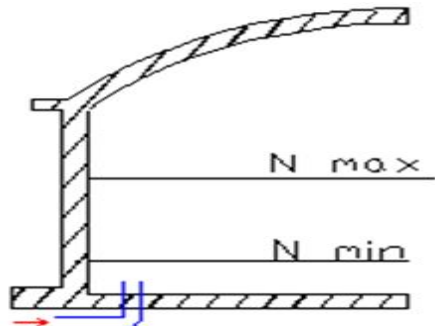


Figure III- 3: Arrivée par-dessous
(Par le fond).

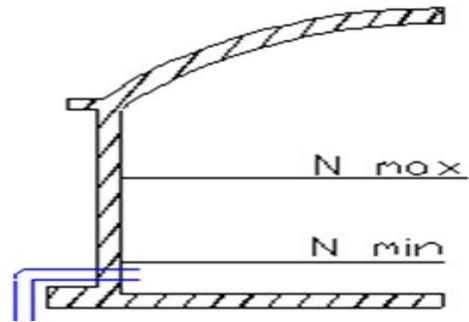


Figure III- 4: Arrivée par dessous
(Par le bas).

III.4.2. Conduite de distribution ou de départ

Cette conduite est placée à l'opposé de la conduite d'arrivées à quelque centimètre au-dessus du radier (15 à 20cm) pour éviter l'entrée des matières en suspension. La conduite de distribution doit être munie à son origine d'une crépine afin d'éviter la pénétration des dépôts dans la conduite. Pour pouvoir isoler le réservoir en cas d'accident, un robinet vanne est installé sur le départ de la conduite.

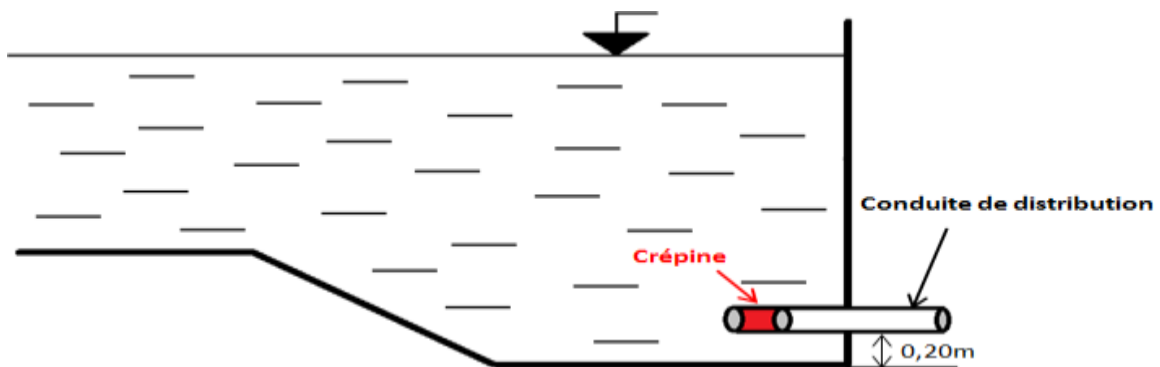


Figure III- 5: Conduite de distribution.

III.4.3. Conduite de trop-plein

Cette conduite assure l'évacuation du débit d'adduction excédentaire lors de l'atteinte d'un niveau maximal dans le réservoir. Elle ne comportera pas de robinet sur son parcours.

Si le réservoir est compartimenté chaque cuve doit avoir une conduite de trop-plein.

III.4.4. Conduite de vidange

C'est une conduite au point bas du réservoir généralement raccordée à la conduite de trop-plein, elle comporte un robinet vanne avant le raccordement sur cette dernière. Elle va permettre la vidange totale pour le nettoyage et l'éventuelle réparation de réservoir

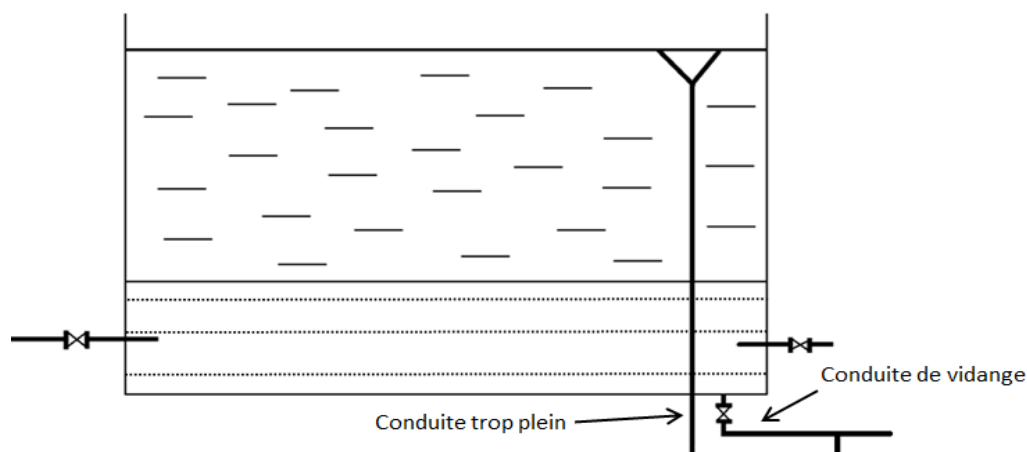


Figure III- 6: Conduite du trop-plein et de vidange

III.4.5. Conduite de by-pass

La conduite by-pass est un tronçon de conduite qui relie la conduite d'arrivée et la conduite de départ. Cette conduite est utile lorsque le réservoir est isolé pour son entretien ou dans le cas d'un incendie.

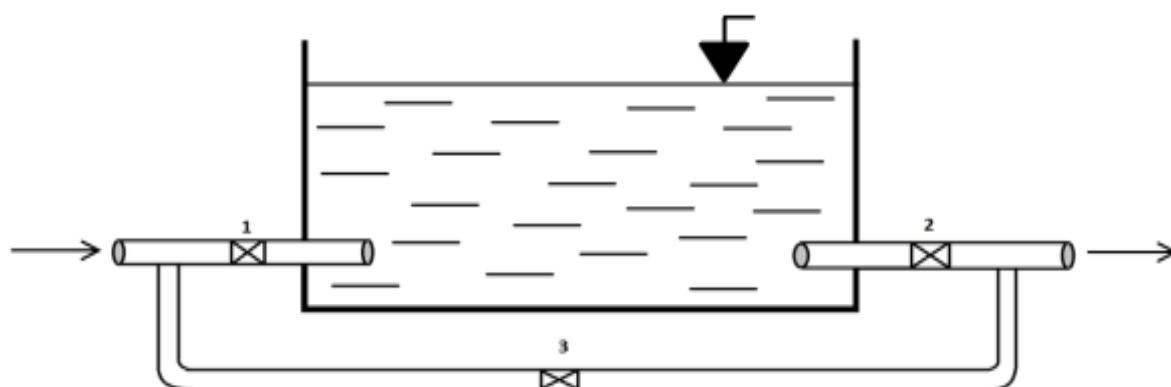


Figure III- 7: Conduite de by-pass.

III.4.6. Matérialisation de la réserve d'incendie

La réserve d'incendie doit être toujours disponible afin de répondre aux besoins urgents dus aux éventuels incendies.

- ❖ **Système à deux prises :** dont la réserve n'est pas convenablement renouvelée .ce système est rarement utilisé.
- ❖ **Système à siphon :** qui a l'avantage de renouveler constamment la réserve d'incendie tout en restant disponible tout le temps.

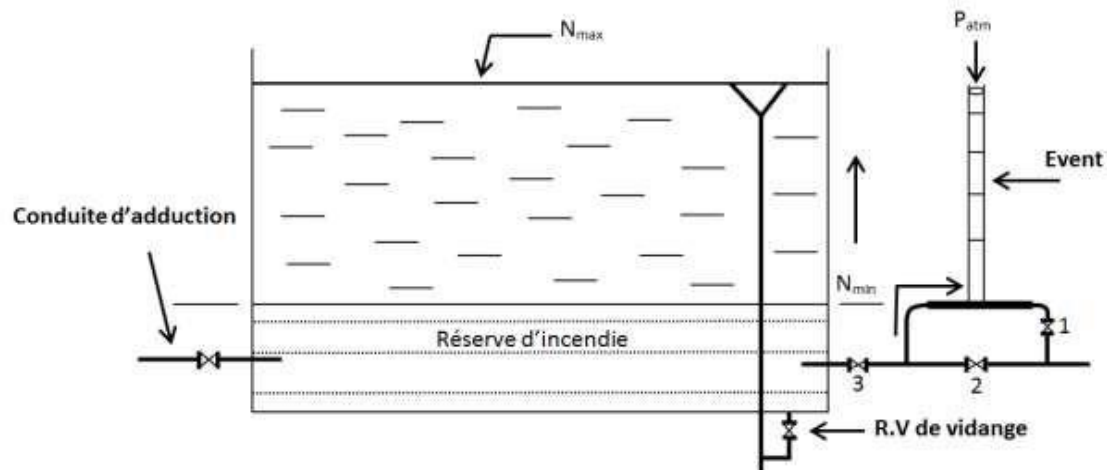


Figure III- 8: Matérialisation de la réserve d'incendie.

III.6. Quelques recommandations sur les réservoirs

- ❖ Les réservoirs doivent, bien entendu, être protégés contre toute pollution d'origine extérieure.
- ❖ L'eau dans le réservoir doit être renouvelée de façon qu'il ne doit pas stagner dans le réservoir plus de 24 heures, pour préserver une bonne qualité d'eau (assurer le phénomène de brassage d'eau)
- ❖ Avoir un accès facile pour pouvoir vérifier l'étanchéité du réservoir.
- ❖ Le choix du matériau du réservoir doit répondre aux normes de potabilité de l'eau.
- ❖ Limitation des éclairages naturels qui favorise la croissance des algues et des bactéries.
- ❖ Il est recommandé de vider, nettoyer et désinfecter les réservoirs minimum une fois par an pour éviter chaque intervention de contamination de l'eau.

III.7. Capacité des réservoirs

Pour assurer son rôle, le réservoir doit avoir une capacité suffisante. Le plus souvent, la capacité est calculée pour satisfaire aux variations journalières du débit de consommation en tenant compte bien entendu du jour de plus forte consommation et de la réserve d'eau destinée à l'incendie.

III.7.1. principe de calcul

Dans notre cas, l'alimentation des réservoirs se fait par gravité. La capacité du réservoir se calculera comme suit :

$$V_{\text{totale}} = V_{\text{régulation}} + V_{\text{incendie}}$$

Avec :

- V_t : la capacité totale du réservoir estimée en m³.
- V_r : la capacité résiduelle qui est égal à :

$$V_r = a(\%) \times Q_{\max.j} / 100 \text{ [m}^3 \text{]} \dots \dots \dots \text{(III.1)}$$

Avec :

- a : fraction horaire du débit maximum journalier (%) :

$$a = \text{Reste}^+_{\max} + \text{Reste}^-_{\max} \dots \dots \dots \text{(III.2)}$$

- $Q_{\max.jr}$: La consommation maximale journalière (m³ /jr).

Vu que l'alimentation se fait par gravité, les coefficients de l'apport seront égaux durant 24h et estimés à 4.17%.

En ayant les coefficients horaires de consommation de chaque partie, on diminue ces derniers des coefficients de l'apport :

- Si c'est positif, ceci sera considéré comme stockage.
- Si c'est négatif, ceci sera considéré comme distribution.

On calcule ensuite le reste, et de là on tire les maximums des valeurs positives et négatives, et c'est ainsi qu'on calcule la fraction horaire « a ». Une fois la fraction estimée, on calcule le volume régulation, et on lui ajoute le volume d'incendie.

III.7.1.1. Réservoir projeté [Zone 1]

Le réservoir projeté doit assurer la distribution vers l'agglomération et équipements de la zone 1 du nouveau pôle urbain. Le nombre d'habitants de cette zone est de 12840habitants et la consommation maximale journalière est de : 4313.64m³ /j

Tableau III. 1: Calcul de la capacité du réservoir projeté de la zone 1 à l’horizon 2051.

Heures	Apport	consommation	stockage	distribution	reste
	%	%	%	%	%
0_1	4.17	1.5	2.67		8.67
1_2	4.17	1.5	2.67		11.33
2_3	4.17	1.5	2.67		14
3_4	4.17	1.5	2.67		16.67
4_5	4.17	2.5	1.67		18.33
5_6	4.17	3.5	0.67		19
6_7	4.17	4.5		-0.33	18.67
7_8	4.17	5.5		-1.33	17.33
8_9	4.17	6.25		-2.08	15.25
9_10	4.17	6.25		-2.08	13.17
10_11	4.17	6.25		-2.08	11.08
11_12	4.17	6.25		-2.08	9
12_13	4.17	5		-0.83	8.17
13_14	4.17	5		-0.83	7.33
14_15	4.17	5.5		-1.33	6
15_16	4.17	6		-1.83	4.17
16_17	4.17	6		-1.83	2.33
17_18	4.17	5.5		-1.33	1
18_19	4.17	5		-0.83	0.17
19_20	4.17	4.5		-0.33	-0.17
20_21	4.17	4	0.17		0
21_22	4.17	3	1.17		1.17
22_23	4.17	2	2.17		3.33
23_24	4.17	1.5	2.67		6

D’après le tableau, la fraction horaire pour le réservoir est de : **a = 19.17%**

$$A.N : V_r = \frac{19.17 \times 4313.64}{100} = 826.93m^3$$

$$D’où : V_t = 826.93 + 120 = 946.93m^3$$

Donc on réalise un réservoir de **1000 m3**.

III.7.1.2. Réservoir projeté pour la zone d’activité 1

Ce réservoir doit assurer la distribution vers la zone d’activité 1 seulement

Tableau III. 2: Calcul de la capacité du réservoir projeté pour la zone d'activité 1 à l'horizon 2051.

Heures	Apport	consommation	stockage	distribution	reste
	%	%	%	%	%
0_1	4.17	0	4.17		16.68
1_2	4.17	0	4.17		20.85
2_3	4.17	0	4.17		25.02
3_4	4.17	0	4.17		29.19
4_5	4.17	6.25		-2.08	27.11
5_6	4.17	6.25		-2.08	25.03
6_7	4.17	6.25		-2.08	22.95
7_8	4.17	6.25		-2.08	20.87
8_9	4.17	6.25		-2.08	18.79
9_10	4.17	6.25		-2.08	16.71
10_11	4.17	6.25		-2.08	14.59
11_12	4.17	6.25		-2.08	12.51
12_13	4.17	6.25		-2.08	10.43
13_14	4.17	6.25		-2.08	8.35
14_15	4.17	6.25		-2.08	6.27
15_16	4.17	6.25		-2.08	4.19
16_17	4.17	6.25		-2.08	2.11
17_18	4.17	6.25		-2.08	0.03
18_19	4.17	6.25		-2.08	-2.05
19_20	4.17	6.25		-2.08	-4.17
20_21	4.17	0	4.17		0
21_22	4.17	0	4.17		4.17
22_23	4.17	0	4.17		8.34
23_24	4.17	0	4.17		12.51

D'après le tableau, la fraction horaire pour le réservoir est de : **a = 33.36%**

$$\text{NB : } V_r = \frac{33.36 \times 1035}{100} = \mathbf{345.27m^3}$$

D'où : $V_t = \mathbf{345.27 + 120 = 465.28m^3}$

III.7.1.3. Réservoir projeté [Zone 2]

Le réservoir projeté doit assurer la distribution vers la zone 2 du nouveau pôle urbain Agoni Oucherki ; Le nombre d'habitants de cette zone est de 6714habitants et la consommation maximale journalière est de :2388.84m3/j.

Tableau III. 3: Calcul de la capacité du réservoir projeté de la zone 2 à l’horizon 2051.

Heures	Apport	consommation	stockage	distribution	reste
	%	%	%	%	%
0_1	4.17	1	3.17		9,66
1_2	4.17	1	3.17		12,83
2_3	4.17	1	3.17		16
3_4	4.17	1	3.17		19,16
4_5	4.17	2	2.17		21,33
5_6	4.17	3	1.17		22,5
6_7	4.17	5	-	-0.83	21,66
7_8	4.17	6,5	-	-2.33	19,33
8_9	4.17	6,5	-	-2.33	17
9_10	4.17	5,5	-	-1.33	15,66
10_11	4.17	4,5	-	-0.33	15,33
11_12	4.17	5,5	-	-1.33	14
12_13	4.17	7	-	-2.83	11,16
13_14	4.17	7	-	-2.83	8,33
14_15	4.17	5,5	-	-1.33	7
15_16	4.17	4,5	-	-0.33	6,66
16_17	4.17	5	-	-0.83	5,83
17_18	4.17	6,5	-	-2.33	3,5
18_19	4.17	6,5		-2.33	1,166
19_20	4.17	5		-0.83	0,33
20_21	4.17	4,5		-0.33	0
21_22	4.17	3	1.17	-	1,166
22_23	4.17	2	2.17	-	3,33
23_24	4.17	1	3.17	-	6,5

D’après le tableau, la fraction horaire pour le réservoir est de : **a = 22.5%**.

A.N :
$$V_r = \frac{22.5 \times 2388.84}{100} = 537.5m^3$$

D’où :
$$V_t = 537.5 + 120 = 657.5m^3$$

III.7.1.4. Réservoir projeté pour la zone d'activité 2

Ce réservoir doit assurer la distribution vers la zone d'activité 2 seulement

Tableau III. 4: Calcul de la capacité du réservoir projeté pour la zone d'activité 2 à l'horizon 2051.

Heures	Apport	consommation	stockage	distribution	reste
	%	%	%	%	%
0_1	4.17	0	4.17		16.68
1_2	4.17	0	4.17		20.85
2_3	4.17	0	4.17		25.02
3_4	4.17	0	4.17		29.19
4_5	4.17	6.25		-2.08	27.11
5_6	4.17	6.25		-2.08	25.03
6_7	4.17	6.25		-2.08	22.95
7_8	4.17	6.25		-2.08	20.87
8_9	4.17	6.25		-2.08	18.79
9_10	4.17	6.25		-2.08	16.71
10_11	4.17	6.25		-2.08	14.59
11_12	4.17	6.25		-2.08	12.51
12_13	4.17	6.25		-2.08	10.43
13_14	4.17	6.25		-2.08	8.35
14_15	4.17	6.25		-2.08	6.27
15_16	4.17	6.25		-2.08	4.19
16_17	4.17	6.25		-2.08	2.11
17_18	4.17	6.25		-2.08	0.03
18_19	4.17	6.25		-2.08	-2.05
19_20	4.17	6.25		-2.08	-4.17
20_21	4.17	0	4.17		0
21_22	4.17	0	4.17		4.17
22_23	4.17	0	4.17		8.34
23_24	4.17	0	4.17		12.51

D'après le tableau, la fraction horaire pour le réservoir est de : **a = 33.36%**

$$V_r = \frac{33.36 \times 1449}{100} = \mathbf{483.39m^3}$$

D'où : $V_t = 483.39 + 120 = 603.38m^3$

Le réservoir existant sur le site a un volume de 200 m3. Donc, on a besoin d'implanter d'autre réservoirs car la capacité du réservoir ne suffira pas pour l'alimentation future du pole donc on projette 4 réservoirs de capacité :

Tableau III. 4 : récapitulation des capacités des réservoirs

Désignation	Capacité calculé	Capacité théorique
Zone1	946.93m ³	1000m ³
Zone d'activité 1	465.28 m ³	1000 m ³
Zone 2	657.5m ³	1000m ³
Zone d'activité 2	603.38 m ³	1000m ³

III.7.2.Dimensions des réservoirs

D'après la forme du notre réservoir de stockage existant, on opte pour une forme circulaire pour les réservoirs à projeté.

On détermine par conséquence le diamètre de la cuve, comme suit :

On a: $V_t = S * H$ [m³](III.4)

Donc : $S = V_t / H$ [m²] (III.5)

Avec :

- V_R : volume du réservoir projeté en m³
- S : section du réservoir en m²
- H : hauteur de la lame d'eau est limitée le plus souvent entre 3 et 6 m, on prend

H = 5 m.

NB : Puisque le volume qu'on a choisi lors de majoration des capacités des réservoirs et le même, on dimensionne un réservoir et c'est de même pour les autres.

$$S = \frac{\pi \cdot D^2}{4} = \frac{V_t}{H} \rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \times V_t}{\pi \times H}}$$

A.N : $D_1 = \sqrt{\frac{4 \times 1000}{\pi \times 5}} = 15.96$ mon prend **D = 16m**

➤ **Réévaluation de la hauteur d'eau h**

$$H = \frac{4 \times V_t}{\pi \times D^2} = \frac{4 \times 1000}{\pi \times 16^2} = 4.97m$$

➤ **La section de la cuve**

$$S = V_t / H = 1000 / 4.97 = 201.21m^2$$

➤ **La hauteur totale de la cuve**

$$H_t = h + R$$
 [m].....(III.6)

Avec

- R : Revanche. On prend R = 0,50 m.
- Ht : Hauteur total de la cuve (m).

Donc $H_t = 4,97 + 0,5 = 5.47\text{m}$

➤ **La hauteur de la réserve d'incendie**

$$H_{inc} = \frac{V_{inc}}{S}$$

A.N: $H_{inc} = \frac{120}{201.21} = 0.60\text{m}$

Avec :

- Hinc : Hauteur de la réserve d'incendie (m).
- Vinc : réserve d'incendie estimé à 120 m³

Tableau III. 5: Récapitulatif des volumes des réservoirs.

Réservoirs projetés	Volume (m ³)	Surface (m ²)	Hauteur (m)	Diamètre (m)	Volume d'incendie (m ³)	Hauteur d'incendie (m)
Zone 1	1000	177	5.03	15	120	0.60
Zone 2	1000	177	5.03	15	120	0.678
Zone d'activité 1	1000	177	5.03	15	120	0.678
Zone d'activité 2	1000	177	5.03	15	120	0.678

Conclusion

Après la détermination de la capacité des réservoirs, et selon notre calcul, nous avons conclu que le réservoir existant sur le site de la zone 2 (R200m³) ne peut pas assurer l'alimentation du nouveau pôle urbain, donc on a préféré de projeter quatre réservoirs de même capacité R1000m³, deux dans chaque zone pour satisfaire les besoins en eau de chaque catégorie de consommation du pôle à long terme.

Chapitre IV

Réseau de distribution

Introduction

Nous allons dans ce chapitre procéder à une simulation hydraulique du réseau de distribution avec le logiciel EPANET, pour pouvoir dimensionner celui-ci, afin de déterminer les vitesses et les pressions dans le réseau. Pour le calcul des dimensions du réseau, il convient de se placer dans les hypothèses les plus défavorables. Les canalisations doivent être dimensionnées à partir du débit de pointe et d'incendie avec une pression de service suffisante, pour les habitations élevées. Avant de lancer cette simulation, nous allons tout d'abord déterminer les débits aux nœuds et les débits en route pour chaque tronçon.

Distribution : assurer à chaque instant les débits dont les utilisateurs ont besoin via un système de canalisation bien dimensionnée.

IV.1.Choix du type du réseau de distribution

Un réseau de distribution d'eau est une structure permettant de garantir l'approvisionnement en eau potable d'une zone (résidence, village, ville, etc.) Ou industrielle.

Le réseau de distribution se compose de conduites principales, secondaires et tertiaires posées dans les rues de l'agglomération concernée par l'alimentation en eau potable.

On distingue trois types de réseau selon la disposition des tronçons :

- Réseau maillé
- Réseau ramifié
- Réseau mixte
- Réseau étagé

IV.1.1. Réseau maillé

Est constitué d'un ensemble de conduites interconnectées de façon à former une ou plusieurs boucles fermés (mailles) ou l'eau peut se déplacer dans tous les sens selon les points de forte demande. Ce type de réseau est généralement adapté dans les zones urbaines.

IV.1.1.1. Les avantages

- Permet une alimentation en retour.
- Plus fiable, en cas de cassure on peut isoler le tronçon.
- Les vitesses d'écoulement sont moins importantes que le cas maillé et engendrent moins de pertes d'énergie (moins de pertes de charge).

IV.1.1.2. Les inconvénients

- La multiplication des conduites engendre un volume de réseau plus élevé. Ainsi, le temps de résidence de l'eau est notablement augmenté.
- Le linéaire de réseau étant plus important, le coût d'investissement est plus élevé.

- Le sens d'écoulement devient parfois difficile à prévoir. Il est fréquent de constater des inversions de sens d'écoulement dans une journée.
- Un nombre important d'accessoires.
- Difficulté dans la conception.
- L'apparition des points de stagnation dans certains tronçons. La stagnation augmente le risque de prolifération bactérienne en cas de défaillance de la chloration.

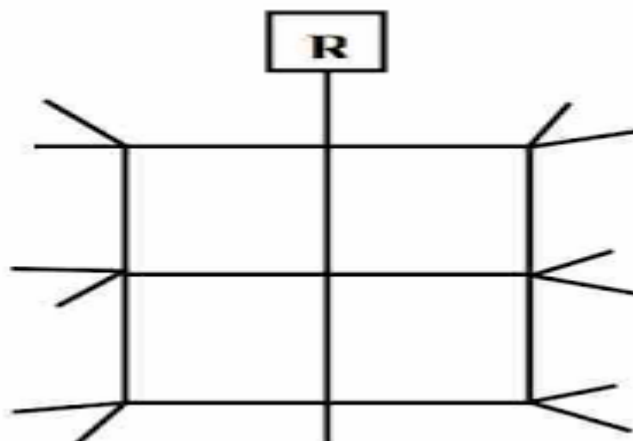


Figure IV- 1: Schéma du réseau maillé.

IV.1.2. Réseau ramifié

Les réseaux ramifiés sont les réseaux les plus simples. Ils ne répondent qu'au besoin strict d'amener l'eau au point de livraison c'est à dire l'eau suit un parcours unique. Ils sont installés en zone rurale ou il est nécessaire de couvrir des longues distances pour desservir les usagers.

IV.1.2.1. Les avantages

- Facilité de calcul et de réalisation
- Économique lorsque la densité d'habitation est faible.
- L'eau circule toujours de façons unilatérales dans les ramifications ce qui réduit le risque de proliférations bactérienne.
- Nécessite moins d'accessoires.

IV.1.2.2. Les inconvénients

- Une rupture de conduite implique une interruption de service.
- N'assure pas l'alimentation en retour
- La pression peut devenir insuffisante à l'extrémité de la conduite.
- L'eau disponible contre l'incendie sera limitée car l'alimentation se fait par une seule conduite.

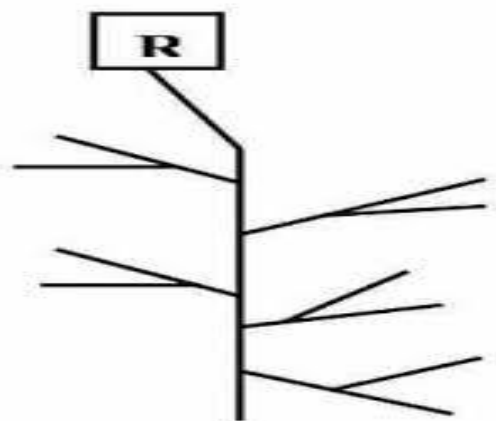


Figure IV- 2: Schéma du réseau ramifié.

IV.1.3. Réseau mixte

C'est un réseau composé d'une partie maillée et une partie ramifiée.

IV.1.4. Réseau étagé

Le réseau étagé est caractérisée par les différences de niveau très important ; ce qui fait la distribution de l'eau par le réservoir donne des fortes pressions au point le plus bas (norme de pressions ne sont pas respectées). En effet ce système nécessite une installation d'un réservoir intermédiaire alimenter par le premier qui permet de régulariser la pression dans le réseau.

Remarque : Dans notre cas, on a choisi d'adapter le réseau ramifié du fait que notre région présente un relief accidenté avec des dénivelés relativement importants.

IV.2. Le tracé du réseau de distribution

➤ Les principes du tracé des réseaux.

L'objectif du tracé du réseau de distribution est d'assurer l'accès du réseau aux usagers dans des conditions économiques optimales tout en prévenant les difficultés d'exploitation et d'entretien. Les principes du tracé d'un réseau sont les suivantes :

- fonctionnement hydraulique simple et efficace
- optimisation de la longueur du réseau par le choix des rues devant recevoir les conduites et le choix de leur emplacement dans les rues,
- équipement minimum afin de faciliter la maîtrise du réseau et son entretien : vannes, vidanges, ventouses.

➤ La disposition physique

Le réseau sera posé le long des voiries ; on évitera de poser des conduites sous la chaussée. Il sera formellement interdit d'utiliser les domaines privés. Dans certaines villes, l'occupation des voiries par les réseaux divers (électricité, téléphone, eau potable, eaux usées,

assainissement pluvial) est déjà organisée. L'adoption du tracé définitif sera soumise au repérage des installations et zones suivantes qui ont une importance pour le bon fonctionnement du réseau ainsi que son développement futur.

- le stockage
- les gros consommateurs
- les bornes fontaines
- les bouches d'incendie
- les zones de densité élevée de l'habitat
- les pôles d'extensions futures de la localité.

IV.3.Choix du matériau des conduites

Le choix du matériau utilisé est en fonction de la pression de service, la nature du sol et de l'ordre économique (coût et disponibilité sur le marché) ainsi que la bonne jonction de la conduite avec les équipements auxiliaires (joints, coudes, vannes,...etc.).

Tableau IV- 1: caractéristique des matériaux.

Désignation	Avantages	Inconvénients
Fonte	-Résistance aux chocs extérieurs. -Pas de joints de dilatation. -Résiste à de fortes pressions. -Durable dans le temps. -Bonne conduction du son pour la recherche de fuite.	-Instable en terrain accidenté -Non élastique. - Exige des butées en béton. -Sensible à la corrosion des sols agressifs
PRV	-Facilité de pose. -Résiste à de fortes pressions. -Existant en gros diamètres. -Production nationale.	-Matériau cher. - Les conditions de pose sont sévères. -Manque d'expérience sur ce type de matériau. -Durée de vie inconnue.
PEHD	-Facilité de pose -Conduite flexible. -Bonne élasticité -Coefficient de rugosité très faible -Bonne résistance à la corrosion interne, externe -Une longue durée de vie - Production nationale.	-Difficulté dans le montage de pièces spéciales (vannes et ventouses). -Pression maximale 16 bars. -Indisponibilité dans les grands diamètres
Acier	-Les tuyaux en acier ne nécessitent pas d'emboitements puisque ils sont soudables. -Ils résistent bien efforts de flexion. -Les tubes sont fournis en longueurs de 6 à 16 m. -Résistance aux chocs extérieurs.	-ne résiste pas à la corrosion de ce fait nécessite une protection cathodique. -Faible élasticité.

NB : Vu les avantages techniques et économiques que présente le PEHD (Polyéthylène à Haute Densité), ce dernier sera retenu comme matériau pour notre projet.

IV.4. Calcul hydraulique du réseau de distribution

IV.4.1. Détermination des débits du réseau

IV.4.1.1. Cas de pointe

1. Le débit spécifique

Le débit spécifique est défini par la formule suivante :

$$qsp = \frac{Qr}{\sum Li} = \frac{Qmaxh - Qcon}{\sum Li} \dots \dots \dots (IV.1)$$

Avec :

- qsp : débit spécifique (l/s/m).
- Qr : Débit en route (m³ /s).
- Qmaxh : débit maximum horaire (l/s).
- Qconc : débit concentré (l/s).
- $\sum Li$ = somme des longueurs des tronçons du réseau en mètre (m)

NB : Pour notre cas le débit concentré est nul pour les deux zones d'agglomération, puisque on a décidé de projeter deux autres réseaux destinés aux zones d'activités.

2. Le débit en route

Il est défini comme étant le débit réparti uniformément le long d'un tronçon du réseau, il est donné par la formule suivante :

$$Qr = qspi \times Li \dots \dots \dots (IV.2)$$

Avec :

- Qr: débit en route (l/s).
- qspi: débit spécifique en (l/s/m).
- Li : longueur du tronçon (m).

3. Le débit au nœud

Les débits nodaux ce sont des débits de consommation supposés pris au niveau des nœuds, il doit être déterminé à partir de la relation suivante :

$$Qni = 0,5 \times \sum Qri + \sum Qconc \dots \dots \dots (IV.3)$$

Avec :

- $Q_{n, i}$: débit au nœud (l/s)
- ΣQ_{ri} : somme des débits en route des tronçons reliés au nœud i (l/s)
- ΣQ_{conc} : somme des débits concentrés au nœud (l/s) qui sont nuls.

Tableau IV- 2: Récapitulatif des débits de calcul des deux zones.

Désignation	Qmaxh		Qconc	ΣLi	Qspi
Unité	(m3/h)	(l/s)	(l/s)	(m)	(l/s/m)
Zone 1	269.6	75	0	7294,87	0,0102
Zone 2	167.22	46.45	0	4314,1 4395,5	0.0107 0.010
Zone d'activité1	64.69	17.97	0	769.9	0.0233
Zone d'activité 2	90.56	25.16	0	2557,43	0.00977

NB : Pour la cas de notre projet ; et après l'étude de plusieurs variantes , la seule variante qui paraît applicable à notre cas d'étude (terrain accidenté) c'est la projections de deux réseaux de distributions dans chaque zone , un réseau destiné pour une zone d'activité et l'autre pour l'agglomération vu que le terrain a des zones hautes et des zone basses, où on a eu plusieurs problèmes de pression lors de la simulation hydraulique ,donc on va travailler avec la variante proposée toute au long de ce chapitre .

Les débits nodaux des réseaux de distribution de chaque zone en cas de pointe sont donnés dans le tableau suivant :

➤ Zone1

Tableau IV- 3: Récapitulatif des débits de calcul de la zone 1 (cas de pointe)

NŒUDS	Tronçon	Longueur(m)	q_{spi} (l/s/m)	q_r (l/s)	q_n (l/s)
N1	C1	481.3	0,0102	4,91	3,29
	C2	164.1	0,0102	1,67	
N2	C2	164.1	0,0102	1,67	1,89
	C3	206.4	0,0102	2,11	
N3	C3	206.4	0,0102	2,11	3,01
	C4	40.98	0,0102	0,42	
	C25	342.1	0,0102	3,49	
N4	C4	40.98	0,0102	0,42	4,38
	C5	225,9	0,0102	2,30	
	C8	592,1	0,0102	6,04	
N5	C5	225,9	0,0102	2,30	3,59
	C6	251,2	0,0102	2,56	
	C7	228,7	0,0102	2,33	
N6	C6	251,2	0,0102	2,56	1,28
N7	C7	228,7	0,0102	2,33	1,17
N8	C8	592,1	0,0102	6,04	3,35
	C9	64,2	0,0102	0,65	
N9	C9	64.2	0,0102	0,65	0,92
	C10	116	0,0102	1,18	
N10	C10	116	0,0102	1,18	3,35
	C11	113,4	0,0102	1,16	
	C12	107,8	0,0102	1,10	
	C19	319,4	0,0102	3,26	

CHAPITRE IV : Le réseau de distribution

Suite du Tab.IV- 3: Récapitulatif des débits de calcul de la zone 1 (cas de pointe).

NŒUDS	Tronçon	Longueur(m)	q_{spi} (l/s/m)	q_r (l/s)	q_n (l/s)
N11	C11	113.4	0,0102	1,16	0,58
N12	C12	107,8	0,0102	1,10	2,84
	C13	136,5	0,0102	1,39	
	C14	312,2	0,0102	3,18	
N13	C13	136.5	0,0102	1,39	0,70
N14	C14	312,2	0,0102	3,18	2,63
	C15	67.91	0,0102	0,69	
	C17	135.9	0,0102	1,39	
N15	C15	67.91	0,0102	0,69	0,78
	C16	86.11	0,0102	0,88	
N16	C16	86.11	0,0102	0,88	0,44
N17	C18	139	0,0102	1,42	1,40
	C17	135.9	0,0102	1,39	
N18	C18	139	0,0102	1,42	0,71
N19	C19	319.4	0,0102	3,26	2,26
	C20	123.7	0,0102	1,26	
N20-	C20	123.7	0,0102	1,26	1,39
	C21	148.6	0,0102	1,52	
N21	C21	148.6	0,0102	1,52	1,89
	C22	99,72	0,0102	1,02	
	C23	122,9	0,0102	1,25	
N22	C22	99.72	0,0102	1,02	0,51
N23	C23	122,9	0,0102	1,25	1,09
	C24	91.95	0,0102	0,94	

CHAPITRE IV : Le réseau de distribution

Suite du Tab.IV- 3:Récapitulatifdes débits de calcul de la zone 1 (cas de pointe).

NŒUDS	Tronçon	Longueur(m)	q_{spi} (l/s/m)	q_r (l/s)	q_n(l/s)
N24	C24	91.95	0,0102	0,94	0,47
N25	C25	341.1	0,0102	3,48	3,35
	C26	316.6	0,0102	3,23	
N26	C26	316.6	0,0102	3,23	3,78
	C27	424.6	0,0102	4,33	
N27	C27	424.6	0,0102	4,33	3,27
	C28	215.8	0,0102	2,20	
N28	C28	215.8	0,0102	2,20	3,03
	C29	259.1	0,0102	2,64	
	C32	120.1	0,0102	1,23	
N29	C29	259.1	0,0102	2,64	2,54
	C30	239.9	0,0102	2,45	
N30	C30	239.9	0,0102	2,45	3,22
	C31	391.1	0,0102	3,99	
N31	C31	391.1	0,0102	3.99	1,99
N32	C32	120.1	0,0102	1,22502	1,26
	C33	127.4	0,0102	1,29948	
N33	C33	127.4	0,0102	1,30	1,30
	C34	128.4	0,0102	1,31	
N34	C34	128.4	0,0102	1,31	1,58
	C35	171.2	0,0102	1,75	
N35	C35	171.2	0,0102	1.75	1,80
	C36	182.6	0,0102	1.86	
N36	C36	182.6	0.0102	1.86	0,93

➤ **Zone d'activité 1**

Tableau IV- 4: Récapitulatif des débits de calcul de la zone d'activité 1 (cas de pointe).

NŒUDS	Tronçon	Longueur(m)	q_{spi} (l/s/m)	q_r (l/s)	q_n (l/s)
N1	P1	412.1	0.0233	9,60193	7,48
	P2	230.4	0.0233	5,36832	
N2	P2	230.4	0.0233	5,36832	4,17
	P3	127.4	0.0233	2,96842	
N3	P3	127.4	0.0233	2,96842	1,48

➤ **Zone 2**

Tableau IV- 5: Récapitulatif des débits de calcul de la zone 2 (cas de pointe).

NŒUDS	Tronçon	Longueur(m)	q_{spi} (l/s/m)	q_r (l/s)	q_n (l/s)
N1	C1	600,3	0.0107	6,42321	9,53
	C2	355	0.0107	3,7985	
	C13	825,9	0.0107	8,83713	
N2	C2	355	0.0107	3,7985	3,59
	C3	315.4	0.0107	3,37478	
N3	C3	315.4	0.0107	3,37478	2,39
	C4	131.8	0.0107	1,41026	
N4	C4	131.8	0.0107	1,41026	1,51
	C5	150	0.0107	1,605	
N5	C5	150	0.0107	1,605	4,54
	C6	616.3	0.0107	6,59441	
	C7	81.4	0.0107	0,87098	

CHAPITRE IV : Le réseau de distribution

Suite du Tableau IV- 5 :Récapitulatif des débits de calcul de la zone 2 (cas de pointe).

NŒUDS	Tronçon	Longueur(m)	q_{spi} (l/s/m)	q_r (l/s)	q_n (l/s)
N6	C6	616.3	0.0107	6,59441	3,30
N7	C7	81.4	0.0107	0,87098	2,05
	C8	163	0.0107	1,7441	
	C10	138.6	0.0107	1,48302	
N8	C8	163	0.0107	1,7441	2,23
	C9	253.8	0.0107	2,71566	
N9	C9	253.8	0.0107	2,71566	1,36
N10	C10	138.6	0.0107	1,48302	1,63
	C11	165.8	0.0107	1,77406	
N11	C11	165.8	0.0107	1,77406	1,50
	C12	115.3	0.0107	1,23371	
N12	C12	115.3	0.0107	1,23371	3,20
	C13	482.9	0.0107	5,16703	
N13	C13	482.9	0.0107	5,16703	2,58
N14	C14	825.9	0.0107	8,83713	4,42

➤ **Zone d'activité 2**

Tableau IV- 6: Récapitulatif des débits de calcul de la zone d'activité 2 (cas de pointe).

Nœuds	Tronçon	Longueur(m)	$q_{spi}(l/s/m)$	$q_r(l/s)$	$q_n (l/s)$
N1	T1	260,93	0.00977	2,5493	2,13
	T2	176,1	0.00977	1,7205	
N2	T2	176 ,1	0.00977	1,7205	1,64
	T3	160,4	0.00977	1,5671	
N3	T3	160,4	0.00977	1,5671	1,60
	T4	167,8	0.00977	1,6394	
N4	T4	167,8	0.00977	1,6394	1,97
	T5	234,9	0.00977	2,2950	
N5	T5	234,9	0.00977	2,2950	2,33
	T6	241,4	0.00977	2,3585	
N6	T6	241,4	0.00977	2,3585	1,69
	T7	104,7	0.00977	1,0229	
N7	T7	104,7	0.00977	1,0229	2,39
	T8	385,4	0.00977	3,7654	
N8	T8	385,4	0.00977	3,7654	3,22
	T9	274,5	0.00977	2,6819	
N9	T9	274,5	0.00977	2,6819	2,52
	T10	241,4	0.00977	2,3585	
N10	T10	241,4	0.00977	2,3585	2,69
	T11	309,9	0.00977	3,0277	
N11	T11	309,9	0.00977	3,0277	1,51

IV.4.1.2 Cas de pointe + incendie

Dans ce cas on ajoutera un débit d'incendie de 17 l/s au niveau des nœuds les plus défavorables afin de garantir que l'ensemble des nœuds des réseaux projetés peuvent recevoir le débit incendie avec une pression satisfaisante.

- ✓ Zone 1 : $Q_4 = 17 + 4,380798 = 21,381/s$.
- ✓ Zone 2 : $Q_{12} = 17 + 3,20037 = 20,201/s$.

Il est à noter que les moyennes et grandes industries auront leurs propres réseaux d'incendie.

IV.4.2. Présentation du logiciel EPANET

EPANET est un logiciel de simulation du comportement hydraulique et de la qualité de l'eau sur de longues durées dans les réseaux sous pression. EPANET calcule le débit dans chaque tuyau, la pression à chaque nœud, le niveau de l'eau dans les réservoirs, et la concentration en substances chimiques dans les différentes parties du réseau, au cours d'une durée de simulation divisée en plusieurs étapes.

Les données à introduire consistent en :

Au niveau des nœuds :

- L'altitude du nœud (m).
- La demande au nœud (l/s).

Au niveau des tronçons :

- La longueur (m).
- Le diamètre (m).
- La rugosité (mm).

La simulation du réseau donne en résultat :

- Le débit de chaque tronçon.
- La pression à chaque nœud.

On fait introduire les débits et les altitudes de chaque nœud, ainsi que la longueur et les diamètres de chaque conduite, après on lance la simulation du réseau et afin d'avoir des vitesses dans l'intervalle (0.5m/s – 1.5m/s), parfois jusqu'à 2m/s et aussi des pressions aux différents nœuds qui ne dépasse pas 60 m.c.e, on change les diamètres pour chaque conduite.

IV.4.3. Dimensionnement du réseau

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

IV.4.3. 1. Cas de pointe

➤ **Zone 1**

Tableau IV- 7: caractéristiques hydrauliques et géométriques des tronçons de la zone 1 pour le cas de pointe.

Trançons	Longueur	Diamètre Normalisé	Débit	Rugosité	Vitesse	Perte de Charge
	m	mm	l/s	mm	m/s	mce
Tuyau c1	481,32	315	74,21	0,0015	1,42	2,69
Tuyau c2	164,1	315	70,92	0,0015	1,36	0,84
Tuyau c3	206,4	315	69,03	0,0015	1,32	1,01
Tuyau c4	40,98	315	35,73	0,0015	0,68	0,06
Tuyau c5	225,9	110	6,05	0,0015	0,95	2,15
Tuyau c6	251,2	63	1,28	0,0015	0,62	2,21
Tuyau c7	228,7	63	1,17	0,0015	0,56	1,70
Tuyau c8	592,1	200	25,30	0,0015	1,20	4,20
Tuyau c9	64,2	200	21,95	0,0015	1,04	0,35
Tuyau c10	116	200	21,04	0,0015	1,00	0,59
Tuyau c11	113,4	50	0,57	0,0015	0,44	0,72
Tuyau c12	107,8	110	9,50	0,0015	1,49	2,31
Tuyau c13	136,5	50	0,70	0,0015	0,53	1,23
Tuyau c14	312,2	110	5,97	0,0015	0,94	2,91
Tuyau c15	67,91	63	1,22	0,0015	0,59	0,55
Tuyau c16	86,11	50	0,44	0,0015	0,34	0,35
Tuyau c17	135,9	63	2,11	0,0015	1,02	2,90
Tuyau c18	139	50	0,71	0,0015	0,54	1,30
Tuyau c19	319,4	110	7,62	0,0015	1,20	4,60
Tuyau c20	123,7	110	5,36	0,0015	0,84	0,95
Tuyau c21	148,6	110	3,97	0,0015	0,62	0,67
Tuyau c22	99,72	50	0,51	0,0015	0,39	0,52
Tuyau c23	122,9	75	1,56	0,0015	0,53	0,66

Suite du Tab.IV.7 : caractéristiques hydrauliques et géométriques des tronçons de la zone 1 pour le cas de pointe.

Tançons	Longueur	Diamètre Normalisé	Débit	Rugosité	Vitesse	Perte de Charge
	m	mm	l/s	mm	m/s	mce
Tuyau c24	91,95	50	0,47	0,0015	0,37	0,46
Tuyau c25	342,1	200	27,29	0,0015	1,30	2,78
Tuyau c26	316,6	200	23,94	0,0015	1,14	2,03
Tuyau c27	424,6	200	20,15	0,0015	0,96	2,00
Tuyau c28	215,8	160	16,89	0,0015	1,26	2,16
Tuyau c29	259,1	90	7,03	0,0015	1,65	8,49
Tuyau c30	239,9	75	4,48	0,0015	1,51	8,37
Tuyau c31	391,1	50	1,26	0,0015	0,97	10,09
Tuyau c32	120,1	90	6,83	0,0015	1,61	3,74
Tuyau c33	127,4	75	5,57	0,0015	1,88	6,57
Tuyau c34	128,4	75	4,26	0,0015	1,44	4,10
Tuyau c35	171,2	63	2,73	0,0015	1,32	5,79
Tuyau c36	182,6	50	0,93	0,0015	0,71	2,74
Vanne 2	-	315	66,03	0,0015	1.26	0,06

➤ **Zone d'activité 1**

Tableau IV- 8: caractéristiques hydrauliques et géométriques des tronçons de la zone d'activité 1 pour le cas de pointe.

Tançons	Longueur	Diamètre Normalisé	Débit	Rugosité	Vitesse	Perte de Charge
	m	Mm	l/s	mm	m/s	mce
Tuyau p1	412,14	125	13,14	0,0015	1,60	8,61
Tuyau p2	230,4	75	5,65	0,0015	1,91	12,21
Tuyau p3	127,4	50	1,48	0,0015	1,14	4,38

➤ **Zone 2**

Tableau IV- 9: caractéristiques hydrauliques et géométriques des tronçons de la zone 2 pour le cas de pointe.

Trançons	Longueur	Diamètre Normalisé	Débit	Rugosité	Vitesse	Perte de Charge
	m	Mm	l/s	mm	m/s	mce
Tuyau c1*	600,3	250	46,21	0,0015	1,41	4,32
Tuyau c2*	355	250	32,26	0,0015	0,98	1,33
Tuyau c3*	315,4	250	28,68	0,0015	0,87	0,96
Tuyau c4*	131,8	250	23,89	0,0015	0,73	0,29
Tuyau c5*	150	250	22,39	0,0015	0,68	0,29
Tuyau c6*	616,3	63	3,30	0,0015	1,59	29,13
Tuyau c7*	81,4	200	14,55	0,0015	0,69	0,21
Tuyau c8*	163	63	3,59	0,0015	1,73	8,96
Tuyau c9*	253,8	50	1,36	0,0015	1,04	7,45
Tuyau c10*	138,6	160	8,92	0,0015	0,66	0,44
Tuyau c11*	165,8	160	7,29	0,0015	0,54	0,37
Tuyau c12*	115,3	160	5,78	0,0015	0,43	0,17
Tuyau c13*	482,9	110	2,58	0,0015	0,41	1,01
Tuyau c14*	825,9	125	4,42	0,0015	0,54	2,42
Vanne 2	-	204,6	26,29	0.0015	0.80	0.07

➤ **Zone d'activité 2**

Tableau IV- 10: caractéristiques hydrauliques et géométriques des tronçons de la zone d'activité 2 pour le cas de pointe.

Tronçons	Longueur	Diamètre Normalisé	Débit	Rugosité	Vitesse	Perte de Charge
	m	mm	l/s	mm	m/s	mce/km
Tuyau p1	260,93	250	23,71	0,0015	0,72	2,15
Tuyau p2	176,1	250	21,58	0,0015	0,66	1,82
Tuyau p3	160,4	250	19,93	0,0015	0,61	1,58
Tuyau p4	167,8	250	18,33	0,0015	0,56	1,35
Tuyau p5	234,9	250	16,36	0,0015	0,50	1,11
Tuyau p6	241,4	250	14,04	0,0015	0,43	0,85
Tuyau p7	104,7	200	12,34	0,0015	0,59	1,95
Tuyau p8	385,4	110	9,95	0,0015	1,56	23,33
Tuyau p9	274,5	90	6,73	0,0015	1,58	30,32
Tuyau p10	241,4	75	4,21	0,0015	1,42	31,16
Tuyau p11	309,9	50	1,51	0,0015	1,16	35,62

IV.5.3. 2. Cas de pointe + incendie

➤ **Zone 1**

Tableau IV- 11: les caractéristiques hydrauliques et géométriques des tronçons de la zone 1 pour le cas de pointe + incendie

Trançons	Longueur	Diamètre Normalisé	Débit	Rugosité	Vitesse	Perte de Charge
	m	mm	l/s	mm	m/s	mce
Tuyau c1	481,32	315	91,21	0,0015	1,75	3,91
Tuyau c2	164,1	315	87,92	0,0015	1,68	1,25
Tuyau c3	206,4	315	86,03	0,0015	1,65	1,51
Tuyau c4	40,98	315	52,73	0,0015	1,01	0,12
Tuyau c5	225,9	110	6,05	0,0015	0,95	2,15
Tuyau c6	251,2	63	1,28	0,0015	0,62	2,21
Tuyau c7	228,7	63	1,17	0,0015	0,56	1,70
Tuyau c8	592,1	200	25,30	0,0015	1,20	4,20
Tuyau c9	64,2	200	21,95	0,0015	1,04	0,35
Tuyau c10	116	200	21,04	0,0015	1,00	0,59
Tuyau c11	113,4	50	0,57	0,0015	0,44	0,72
Tuyau c12	107,8	110	9,50	0,0015	1,49	2,31
Tuyau c13	136,5	50	0,70	0,0015	0,53	1,23
Tuyau c14	312,2	110	-5,97	0,0015	0,94	2,91
Tuyau c15	67,91	63	1,22	0,0015	0,59	0,55
Tuyau c16	86,11	50	0,44	0,0015	0,34	0,35
Tuyau c17	135,9	63	2,11	0,0015	1,02	2,90
Tuyau c18	139	50	0,71	0,0015	0,54	1,30
Tuyau c19	319,4	110	7,62	0,0015	1,20	4,60
Tuyau c20	123,7	110	5,36	0,0015	0,84	0,95

CHAPITRE IV : Le réseau de distribution

Suite du Tab.IV.11 : les caractéristiques hydrauliques et géométriques des tronçons de la zone 1 pour le cas de pointe + incendie

Trançons	Longueur	Diamètre Normalisé	Débit	Rugosité	Vitesse	Perte de Charge
	m	mm	l/s	mm	m/s	mce
Tuyau c21	148,6	110	3,97	0,0015	0,62	0,67
Tuyau c22	99,72	50	0,51	0,0015	0,39	0,52
Tuyau c23	122,9	75	1,56	0,0015	0,53	0,66
Tuyau c24	91,95	50	0,47	0,0015	0,37	0,46
Tuyau c25	342,1	200	27,29	0,0015	1,30	2,78
Tuyau c26	316,6	200	23,94	0,0015	1,14	2,03
Tuyau c27	424,6	200	20,15	0,0015	0,96	2,00
Tuyau c28	215,8	160	16,89	0,0015	1,26	2,16
Tuyau c29	259,1	90	7,03	0,0015	1,65	8,49
Tuyau c30	239,9	75	4,48	0,0015	1,51	8,37
Tuyau c31	391,1	50	1,26	0,0015	0,97	10,09
Tuyau c32	120,1	90	6,83	0,0015	1,61	3,74
Tuyau c33	127,4	75	5,57	0,0015	1,88	6,57
Tuyau c34	128,4	75	4,26	0,0015	1,44	4,10
Tuyau c35	171,2	63	2,73	0,0015	1,32	5,79
Tuyau c36	182,6	50	0,93	0,0015	0,71	2,74
Vanne 2	-	315	83,03	0,0015	1,59	0,06

➤ **Zone 2**

Tableau IV- 12: les caractéristiques hydrauliques et géométriques des tronçons de la zone 2 pour le cas de pointe + incendie.

Tronçons	Longueur	Diamètre Normalisé	Débit	Rugosité	Vitesse	Perte de Charge
	m	mm	l/s	mm	m/s	mce
Tuyau c1*	600,3	250	63,21	0,0015	1,92	12,73
Tuyau c2*	355	250	49,26	0,0015	1,50	8,08
Tuyau c3*	315,4	250	45,68	0,0015	1,39	7,05
Tuyau c4*	131,8	250	40,89	0,0015	1,24	5,77
Tuyau c5*	150	250	39,39	0,0015	1,20	5,39
Tuyau c6*	616,3	63	3,30	0,0015	1,59	47,26
Tuyau c7*	81,4	200	31,55	0,0015	1,50	10,58
Tuyau c8*	163	63	3,59	0,0015	1,73	54,99
Tuyau c9*	253,8	50	1,36	0,0015	1,04	29,36
Tuyau c10*	138,6	160	25,92	0,0015	1,93	21,78
Tuyau c11*	165,8	160	24,29	0,0015	1,81	19,36
Tuyau c12*	115,3	160	22,78	0,0015	1,70	17,24
Tuyau c13*	482,9	110	2,58	0,0015	0,41	2,10
Tuyau c14*	825,9	125	4,42	0,0015	0,54	2,93
Vanne 2	-	250	43,29	0,0015	1,32	0,07

IV.4.3.3. Dimensionnement des réseaux d'incendie des zones d'activité 1 et 2

Pour éviter le surdimensionnement des réseaux des deux zones d'activités, on a préféré d'installer une conduite d'incendie pour chaque zone, qui assurent un débit de 17l/s dans les points les plus éloignées.

Ces conduites serviront pour alimenter les bouches d'incendie et aussi pour renforcer les réseaux d'es deux zone en cas de panne ou de besoin.

Tableau IV- 13: Les caractéristiques des conduites d'incendie.

Tançons	Longueur	Diamètre Normalisé	Débit	Rugosité	Vitesse	Perte de Charge
	m	mm	l/s	mm	m/s	mce
Tuyau INC1	769,94	125	17,00	0,0015	2,07	25,65
Tuyau INC2	2006,13	160	17,00	0,0015	1,27	20,36

IV.4.4. Détermination de pression de service

IV.4.4.1. Cas de pointe

➤ Zone 1

Tableau IV- 14: Etat des nœuds du réseau de la zone 1 (cas de pointe).

Nœuds	Cote	Débit	Cote piézométrique	Pression
	m	l/s	m	mce
Noeud n1-	730,99	3,29	788,23	57,24
Noeud n2-	728,07	1,89	787,39	59,32
Noeud n3-	700,06	3,01	726,38	26,32
Noeud n4-	700,40	4,38	726,32	25,92
Noeud n5-	690,32	3,60	724,16	33,84
Noeud n6-	686,45	1,28	721,95	35,50
Noeud n7-	683,54	1,17	722,46	38,92
Noeud n8-	671,80	3,35	722,12	50,32

CHAPITRE IV : Le réseau de distribution

Suite Tab.IV- 14: Etat des nœuds du réseau de la zone 1 (cas de pointe).

Nœuds	Cote	Débit	Cote piézométrique	Pression
	m	l/s	m	mce
Noeud n9-	666,25	0,92	721,76	55,51
Noeud n10-	665,64	3,35	721,17	55,53
Noeud n11-	671,56	0,57	720,45	48,89
Noeud n12-	665,06	2,84	718,86	53,80
Noeud n13-	663,85	0,70	717,63	53,78
Noeud n14-	659,46	2,63	715,95	56,49
Noeud n15-	659,32	0,79	715,40	56,08
Noeud n16-	659,2	0,44	715,05	55,85
Noeud n17-	653,62	1,40	713,06	59,44
Noeud n18-	651,88	0,71	711,76	59,88
Noeud n19-	661,58	2,26	716,57	54,99
Noeud n20-	659,37	1,39	715,62	56,25
Noeud n21-	656,16	1,89	714,95	58,79
Noeud n22-	656,52	0,51	714,43	57,91
Noeud n23-	655,10	1,10	714,30	59,20
Noeud n24-	653,93	0,47	713,84	59,91
Noeud n25-	677,60	3,35	723,59	45,99
Noeud n26-	669,87	3,78	721,56	51,69
Noeud n27-	659,96	3,27	719,56	59,60
Noeud n28-	659,93	3,03	717,40	57,47

Suite Tab.IV- 14: Etat des nœuds du réseau de la zone 1 (cas de pointe).

Nœuds	Cote	Débit	Cote piézométrique	Pression
	m	l/s	m	mce
Noeud n29-	649,53	2,54	708,91	59,38
Noeud n30-	645,32	3,22	700,54	55,22
Noeud n31-	635,86	1,26	690,45	54,59
Noeud n32-	655,80	1,26	713,66	57,86
Noeud n33-	647,38	1,30	707,09	59,71
Noeud n34-	643,64	1,53	702,99	59,35
Noeud n35-	640,63	1,80	697,21	56,58
Noeud n36-	638,93	0,93	694,46	55,53

➤ **Zone d'activité 1**

Tableau IV- 15: Etat des nœuds du réseau de la zone 1 (cas de pointe).

Nœuds	Cote	Débit	Cote piézométrique	Pression
	m	l/s	m	mce
Noeud n1*	730,08	7,49	783,06	52,98
Noeud n2*	715,21	4,17	770,85	55,64
Noeud n3*	709,54	1,48	766,47	56,93

➤ **Zone 2**

Tableau IV- 16: Etat des nœuds du réseau de la zone 2 (cas de pointe).

Nœuds	Cote	Débit	Cote piézométrique	Pression
	m	l/s	m	mce
Noeud n1*	726,78	9,53	778,13	51,35
Noeud n2*	720,97	3,59	776,80	55,83
Noeud n3*	668,64	2,39	705,84	37,20
Noeud n4*	662,69	1,51	705,55	42,86
Noeud n5*	645,97	4,54	705,26	59,29
Noeud n6*	622,90	3,30	676,13	53,23
Noeud n7*	646,29	2,05	705,05	58,76
Noeud n8*	638,56	2,23	696,08	57,52
Noeud n9*	629,32	1,36	688,63	59,31
Noeud n10*	644,9	1,63	704,61	59,71
Noeud n11*	655,32	1,50	704,24	48,92
Noeud n12*	661,32	3,20	704,07	42,75
Noeud n13*	662,42	2,58	703,06	40,64
Noeud n14*	752,95	4,42	775,71	22,76

➤ **Zone d'activité 2**

Tableau IV- 17: Etat des nœuds du réseau de la zone d'activité 2 (cas de pointe).

Nœuds	Cote	Débit	Cote piézométrique	Pression
	m	l/s	m	mce
Noeud n1-	751,09	2,13	781,44	30,35
Noeud n2-	744,02	1,64	781,12	37,10
Noeud n3-	726,5	1,60	780,87	54,37
Noeud n4-	730,65	1,97	780,64	49,99
Noeud n5-	757,12	2,33	780,38	23,26
Noeud n6-	759,05	1,69	780,17	21,12
Noeud n7-	755,75	2,39	779,97	24,22
Noeud n8-	730,23	3,22	770,98	40,75
Noeud n9-	702,76	2,52	762,65	59,89
Noeud n10-	696,2	2,69	755,13	58,93
Noeud n11-	685,45	1,51	744,09	58,64

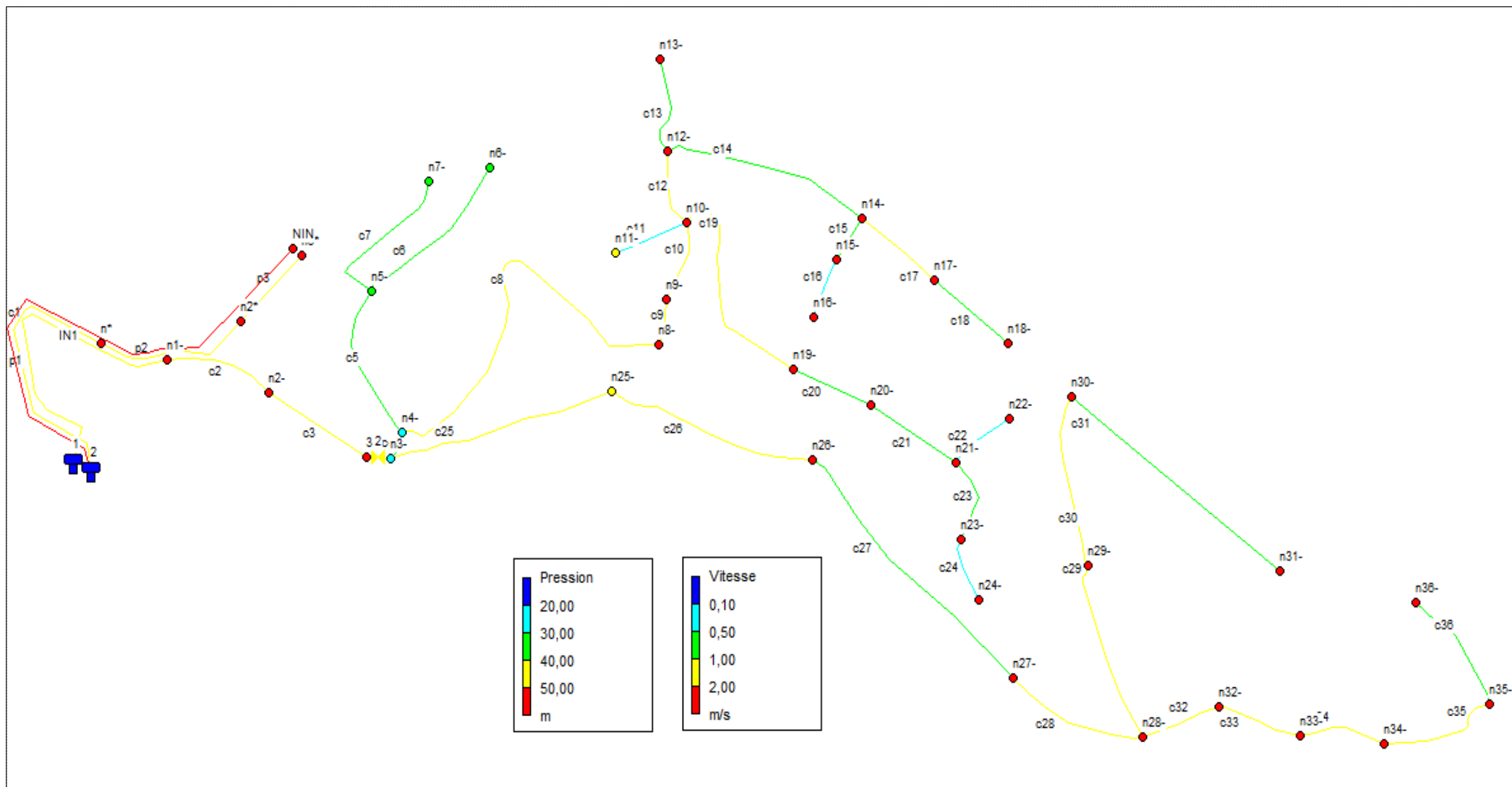


Figure IV- 3: répartition des vitesses et pression de la zone 1 et la zone d'activité 1 pour le cas de pointe.

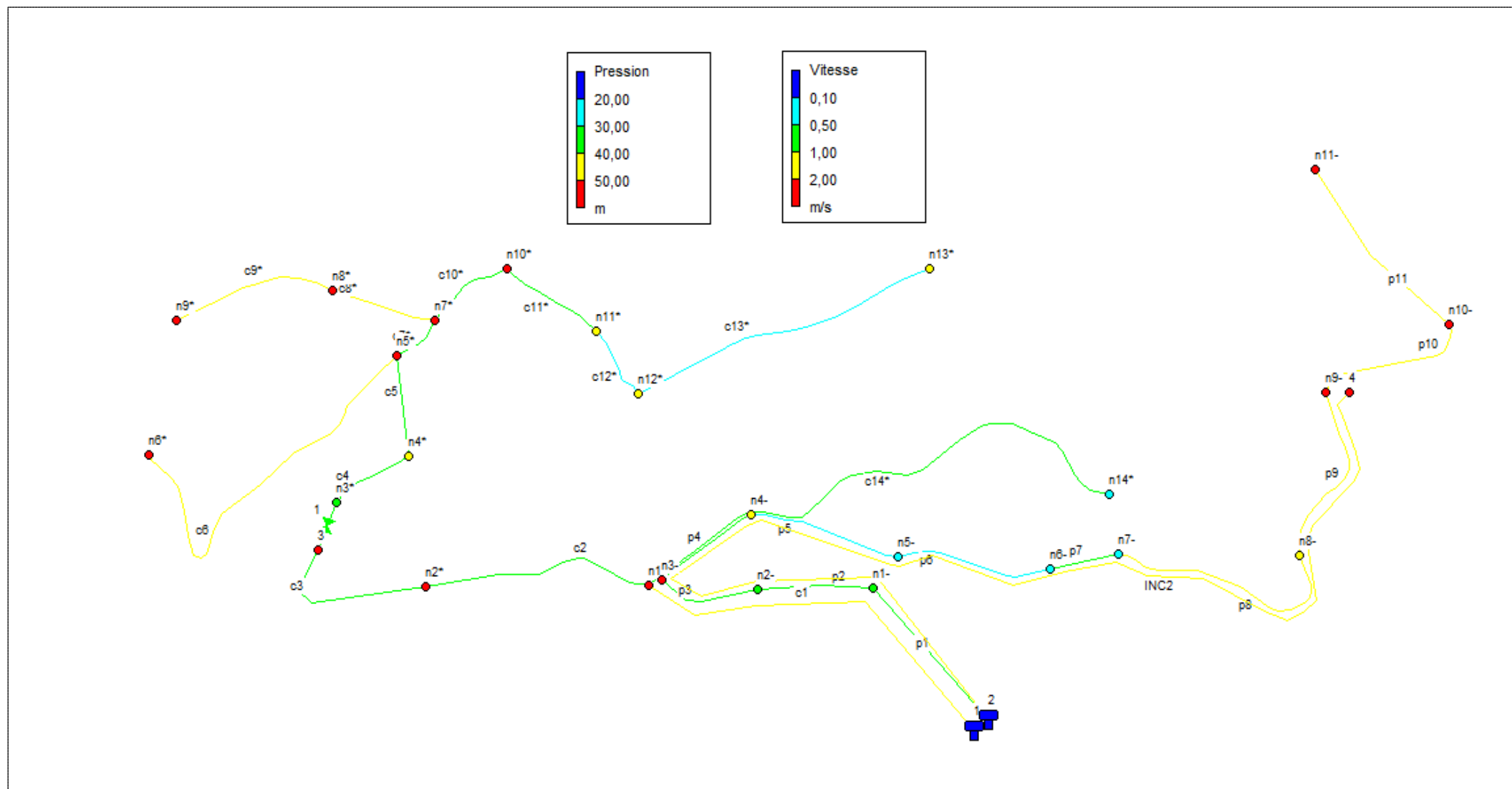


Figure IV- 4: répartition des vitesses et pression de la zone 2 et la zone d'activité 2 pour le cas de pointe.

IV.4.4.2. Cas de pointe + incendie

➤ **Zone1**

Tableau IV- 18: Etat des nœuds du réseau de la zone 1 (cas de pointe incendie).

Nœuds	Cote	Débit	Cote piézométrique	Pression
	m	l/s	m	mce
Noeud n1-	730,99	3,29	787,01	56,02
Noeud n2-	728,07	1,89	785,76	57,69
Noeud n3-	700,06	3,01	724,25	24,19
Noeud n4-	700,40	21,38	724,13	23,73
Noeud n5-	690,32	3,60	721,97	31,65
Noeud n6-	686,45	1,28	719,76	33,31
Noeud n7-	683,54	1,17	720,27	36,73
Noeud n8-	671,80	3,35	719,92	48,12
Noeud n9-	666,25	0,92	719,57	53,32
Noeud n10-	665,64	3,35	718,98	53,34
Noeud n11-	671,56	0,57	718,26	46,70
Noeud n12-	665,06	2,84	716,67	51,61
Noeud n13-	663,85	0,70	715,44	51,59
Noeud n14-	659,46	2,63	713,76	54,30
Noeud n15-	659,32	0,79	713,21	53,89
Noeud n16-	659,2	0,44	712,86	53,66
Noeud n17-	653,62	1,40	710,87	57,25
Noeud n18-	651,88	0,71	709,57	57,69
Noeud n19-	661,58	2,26	714,38	52,80

CHAPITRE IV : Le réseau de distribution

Suite Tab.IV-18 : Etat des nœuds du réseau de la zone 1 (cas de pointe+incendie).

Nœuds	Cote	Débit	Cote piézométrique	Pression
	m	l/s	m	mce
Noeud n20-	659,37	1,39	713,43	54,06
Noeud n21-	656,16	1,89	712,76	56,60
Noeud n22-	656,52	0,51	712,24	55,72
Noeud n23-	655,10	1,10	712,10	57,00
Noeud n24-	653,93	0,47	711,65	57,72
Noeud n25-	677,60	3,35	721,47	43,87
Noeud n26-	669,87	3,78	719,43	49,56
Noeud n27-	659,96	3,27	717,44	57,48
Noeud n28-	659,93	3,03	715,27	55,34
Noeud n29-	649,53	2,54	706,78	57,25
Noeud n30-	645,32	3,22	698,41	53,09
Noeud n31-	635,86	1,26	688,32	52,46
Noeud n32-	655,80	1,26	711,53	55,73
Noeud n33-	647,38	1,30	704,96	57,58
Noeud n34-	643,64	1,53	700,87	57,23
Noeud n35-	640,63	1,80	695,08	54,45
Noeud n36-	638,93	0,93	692,33	53,40

➤ **Zone 2**

Tableau IV- 19: Etat des nœuds du réseau de la zone 2 (cas de pointe+incendie).

Nœuds	Cote	Débit	Cote piézométrique	Pression
	m	l/s	m	mce
Noeud n1*	726,78	9,53	774,81	48,03
Noeud n2*	720,97	3,59	771,94	50,97
Noeud n3*	668,64	2,39	699,72	31,08
Noeud n4*	662,69	1,51	698,96	36,27
Noeud n5*	645,97	4,54	698,15	52,18
Noeud n6*	622,90	3,30	669,02	46,12
Noeud n7*	646,29	2,05	697,29	51,00
Noeud n8*	638,56	2,23	688,33	49,77
Noeud n9*	629,32	1,36	680,87	51,55
Noeud n10*	644,9	1,63	694,27	49,37
Noeud n11*	655,32	1,50	691,06	35,74
Noeud n12*	661,32	20,20	689,07	27,75
Noeud n13*	662,42	2,58	688,06	25,64
Noeud n14*	752,95	4,42	772,39	19,44

➤ **Les pressions de service des conduites d'incendie**

Nœuds	Cote	Débit	Cote piézométrique	Pression
	m	l/s	m	m
NoeudINC1	709,58	17	766,02	56,44
Noeud INC2	702,76	17	761,63	58,87

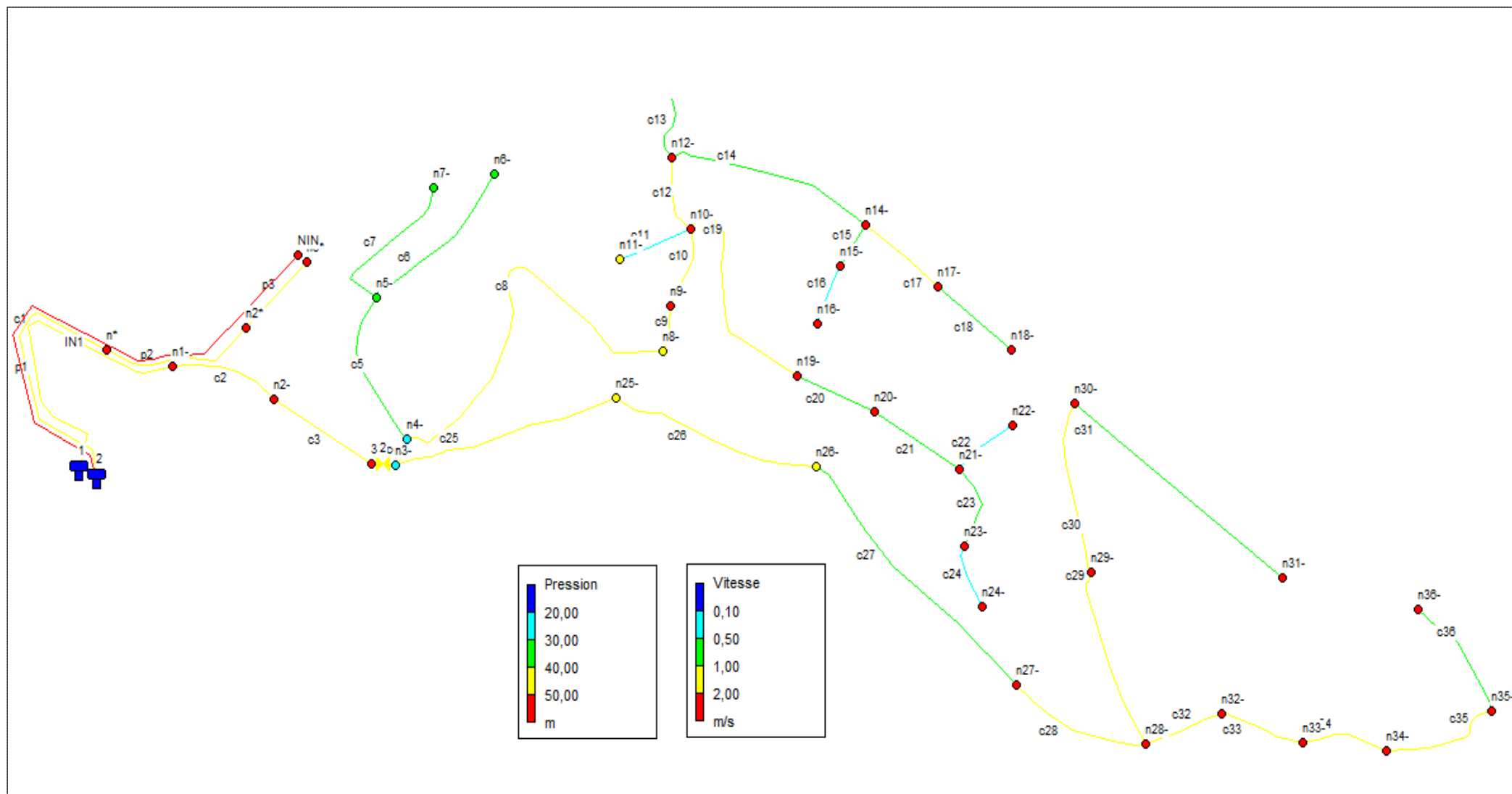


Figure IV- 5: répartition des vitesses et pression de la zone 1 et la zone d'activité 1 pour le cas de pointe+incendie

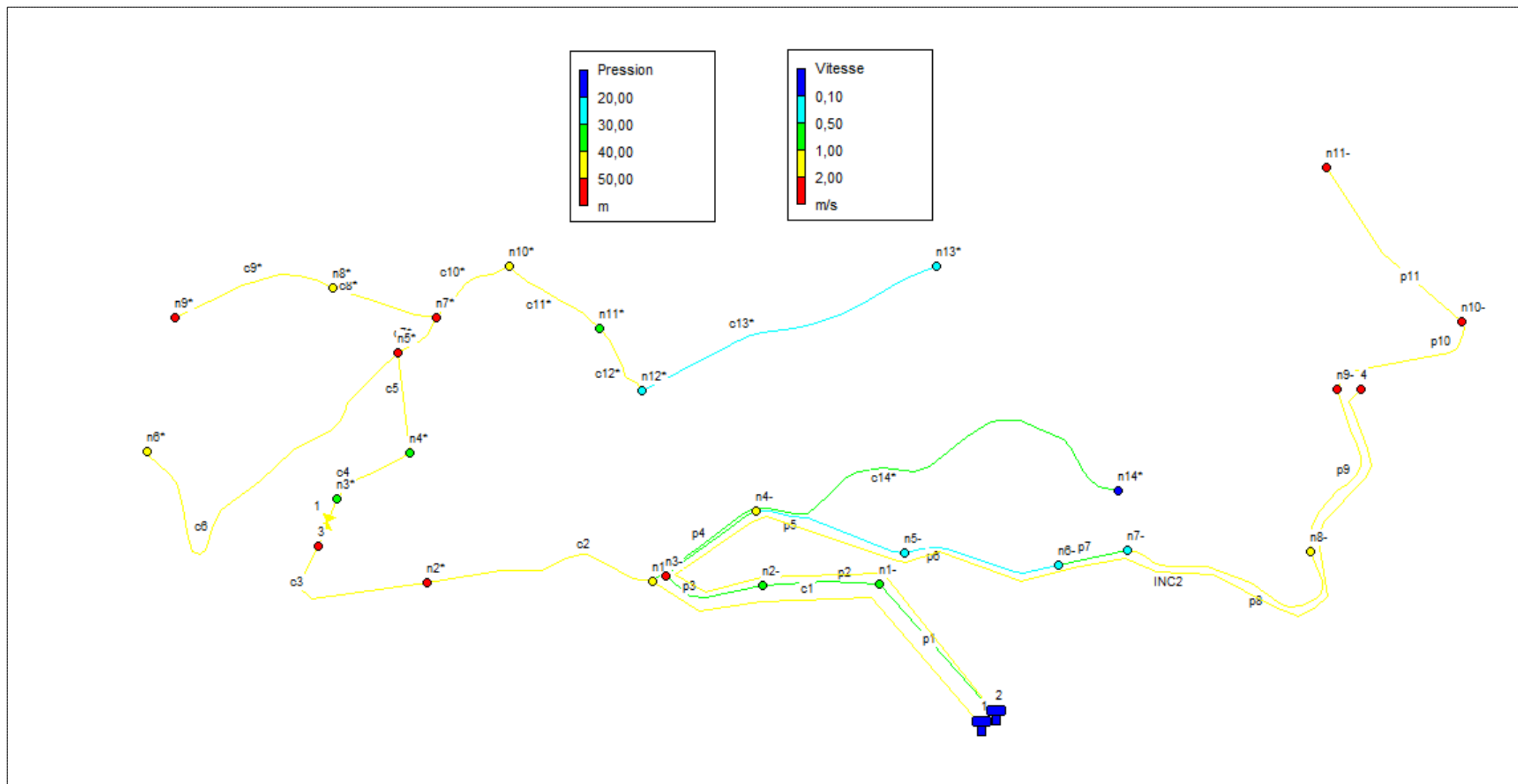


Figure IV- 6: répartition des vitesses et pression de la zone 2 et la zone d'activité 2 pour le cas de pointe+incendie

IV.4.5. Interprétation des résultats

La simulation du réseau par le logiciel EPANET, nous a permis de déterminer les différents diamètres susceptibles d'assurer le bon fonctionnement du réseau.

Les vitesses : pour les deux cas (cas de pointe et cas de pointe+ incendie) les vitesses sont acceptables, on a préféré concevoir une conduite incendie séparée du réseau de la zone d'activité 1, où on a obtenu une vitesse de (2.07), cette conduite servira pour renforcer le réseau en cas de besoins qui excéderont ceux exprimés lors de l'étude. Pour les 3 tronçons de la zone 1 (C16 ; C22 ; C24) qui ont respectivement des vitesses de (0.34 ; 0.37 ; 0.39) m/s pour les deux cas (pointe et pointe + incendie), ce qui peut induire par la suite à la formation de dépôts à l'intérieur de la canalisation donc, l'entretien régulier de ces dernières est nécessaire, car on ne peut diminuer le diamètre en dessous de 50mm dans le réseau principal.

Les pressions : pour le cas de pointe et pointe+incendie les pressions dans notre réseau sont acceptables qui ne dépassent pas 60 mce, mais on a recensé des pressions élevées dans certains nœuds des deux zones 1 et 2 où on a utilisé des réducteurs de pressions au nœud N3 de la zone 1 et N3* de la zone 2 afin de les réduire et avoir des pressions acceptables.

Conclusion

Pour conclure, nous avons dimensionné le réseau d'alimentation en eau potable de notre zone d'étude, en utilisant EPANET où on peut dire que notre réseau fonctionne normalement, L'ensemble des diamètres de ce réseau varient de 50 à 315mm, les pressions et les vitesses sont conformes aux normes. Cependant, les tronçons qui ont de faible vitesses, car impossible de diminuer les diamètres en dessous de 50mm, on préconise une vidange périodique afin d'éviter les dépôts dans les conduites.

CHAPITRE V

Etude d'adduction

Introduction

L'acheminement de l'eau pour n'importe quel réseau d'alimentation en eau potable se fait à l'aide d'une adduction, par refoulement, gravitaire ou mixte. Le terme adduction s'applique à l'ensemble des installations reliant la prise d'eau au réservoir de stockage.

Le but de ce chapitre est de faire une étude technico-économique pour dimensionner le réseau d'adduction.

V.1. Etude d'adduction

V.1.1. Types d'adductions

Dans un système d'adduction, on distingue trois types :

a) Adduction gravitaire

Cet écoulement se fait sous une action extérieure qui lui sera appliquée .Il aura lieu quand la cote source sera supérieure à la cote réservoir.

b) Adduction par refoulement

C'est une adduction où l'écoulement se fait sous pression à l'aide des machines hydro-énergétiques. Dans ce cas la source se situe à une côte inférieure à la côte piézométrique de l'ouvrage d'arrivée.

c) Adduction mixte

C'est une adduction où la conduite par refoulement se transforme en conduite gravitaire ou l'inverse. Le relais entre les deux types de conduite est assuré par un réservoir appelé réservoir tampon (ouvrage intermédiaire).

NB : Pour notre cas on aura une adduction gravitaire.

V.1.2. Critères de choix de tracé

Le choix du tracé de la conduite d'adduction doit tenir compte de certains impératifs que l'on se forcera dans la mesure du possible de respecter :

- Il faut chercher le tracé le plus direct et le plus court possible en raison d'économie ;
- . Des ventouses doivent être prévues au point haut pour évacuer l'air qui s'y accumule, dans un souci économique et technique, on doit donc éviter le plus possible les contres pentes.
- Eviter les terrains privés et les stations balnéaires ;
- Il serait préférable de suivre l'accotement des routes, pour faciliter les travaux ainsi que l'acheminement du matériau.

V.1.3.Choix des matériaux de canalisation

Le choix du type de matériau pour l'établissement des conduites dépend essentiellement de leurs aspects techniques et économiques. Le choix porté sur les différentes conduites se fait en fonction de :

- Diamètre ;
- Pressions supportées ;
- Conditions d'installation ;
- La disponibilité au marché ;
- Du prix dans le marché ;
- Du type de sol (agressivité) ;
- Les frais d'amortissement ;
- Les frais d'exploitation ;
- Bonne étanchéité ;
- Facilité d'entretien et de mise en service.

Parmi les matériaux utilisés nous pouvons citer : l'acier, la fonte, le béton, le PVC et le PEHD. Dans notre étude nous avons choisi des conduites en PEHD qui sont plus économiques que celles en fonte et en acier, et vu les avantages qu'elles présentent :

- Disponibilité sur le marché (production locale) ;
- Peuvent supporter des pressions importantes ;
- Longue durée de vie (environs 50 ans à 20 °C) ;
- Leur élasticité s'adapte aux reliefs plus ou moins accidentés ;
- Résistance à l'attaque chimique ;
- Étanchéité.

V.1.4. Etude des variantes

Il y a un choix très étroit des variantes d'alimentation en eau potable du pôle urbain AgouniOucharki. La possibilité de projeter deux infrastructures indépendantes et autonomes en matière d'alimentation en eau potable est très intéressante car facilite la gestion du réseau ainsi que sa mise en œuvre, puisque le système de transfert Taksebt et la conduite de dessalement traverse le pôle d'Ouest en Est.

Le tracé de la conduite d'adduction est imposé par la topographie et le plan de masse du pôle projeté.

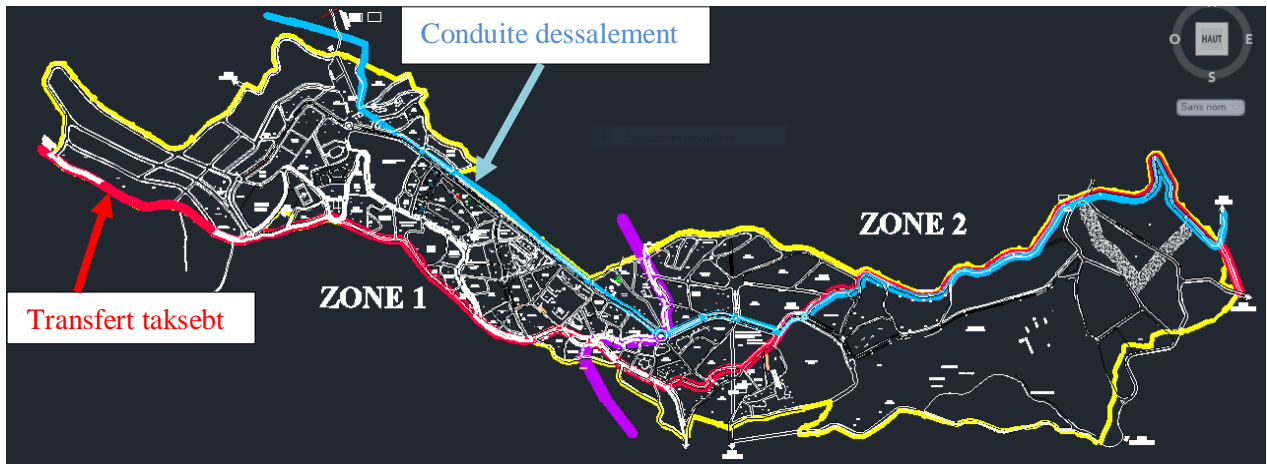


Figure V- 1: schéma des deux conduites (dessalement et transfert de taksebt) sur le plan de masse de la zone d'étude.

❖ **Variante 1**

Vu que la conduite de dessalement traverse notre zone d'étude dans la partie basse, il est possible de piquer de cette conduite vers les réservoirs projetée ; mais ça nécessite un pompage pour assurer l'arrivée d'eau aux réservoirs ce qui engendre l'installation d'un groupe de pompage, ainsi que la longueur des conduites d'adduction va augmenter, donc cette variante s'avérera assez couteuse.

❖ **Variante 2**

Le système de transfert Taksebt traverse le pôle d'Ouest en Est ; et les cotes de cette conduite sont plus élevées que les cotes des réservoirs projetées, donc on peut assurer une alimentation gravitaire. Ainsi que les longueurs des conduites d'adduction vont diminuer ce qui est plus économique.

❖ **Interprétation et choix de la variante**

De ce qui précède et au vu de la configuration du relief (site du pôle urbain), l'étude sera proposée en une seule variante et sera menée sur deux zones distinctes (Ouest et Est). Vu que la deuxième variante ne consomme aucune énergie durant leur exploitation en Plus le point d'arrivée se situe en dessous de point de piquage, nous avons choisi cette Variante.

V.2. Dimensionnement de l'adduction

Le calcul sera effectué par la formule Darcy-Weisbakh :

$$\Delta h = \frac{8.L.\lambda.Q^2}{g.\pi^2.D^5} \dots\dots\dots(V.1)$$

On tire le diamètre avantageux :

$$D = \sqrt[5]{\frac{8.L.\lambda.Q^2}{g.\pi^2}} \dots\dots\dots(V.2)$$

Avec :

- L : longueur de la conduite
- λ : Coefficient de perte de charge linéaire.
- Q : le débit véhiculé dans la conduite.
- g : la force de la pesanteur (9,81m/s²).

-La charge disponible

Le diamètre de l'adduction étant inconnu, donc on va se baser sur le calcul de ce dernier par l'intermédiaire de la charge disponible. Est défini comme étant la cote piézométrique du point de départ moins la cote du trop-plein du réservoir.

$$\Delta H_d = C_p - C_{tp} \dots\dots\dots (V.3)$$

- La vitesse

Est donné par :

$$\Rightarrow V1 = \frac{4 \times Q}{\pi \times D^2} \dots\dots\dots (V.4)$$

- Q : Le débit véhiculé par la conduite en (m³ /s)
- D : Le diamètre de la conduite en (m).

V.2.1. Simulation du fonctionnement hydraulique de l'adduction

A l'aide du logiciel EPANET, nous avons fait la simulation de fonctionnement hydraulique de notre système d'adduction :

- Assurer un débit suffisant aux réservoirs de distribution.
- Assurer des pressions dans les différents points du système.

Pour notre projet on a une adduction gravitaire.

Données

Zone 1

- La cote piézométrique du point de départ : 876.3m.
- La cote du trop-plein du réservoir : 794.39 m
- La longueur de la conduite : 373.29m
- Le débit :61.9 (l/s)

Zone 2

- La cote piézométrique du point de départ : 849.14m.
- La cote du trop- plein du réservoir : 785.92 m
- La longueur de la conduite de refoulement : 1203.59 ml
- Le débit : 45 (l/s)

➤ **Résultat de la simulation**

Après avoir effectué la simulation sur EPANET on a obtenu les résultats suivante :

Tableau V- 1 : caractéristiques des adductions 1 et 2.

Désignation	diamètre intérieure (mm)	diamètre normalisé (mm)	Vitesse (m/s)	ΔH (m)
Adduction 1	130.8	160	4.66	41.08
Adduction 2	163.6	200	2.24	27.04

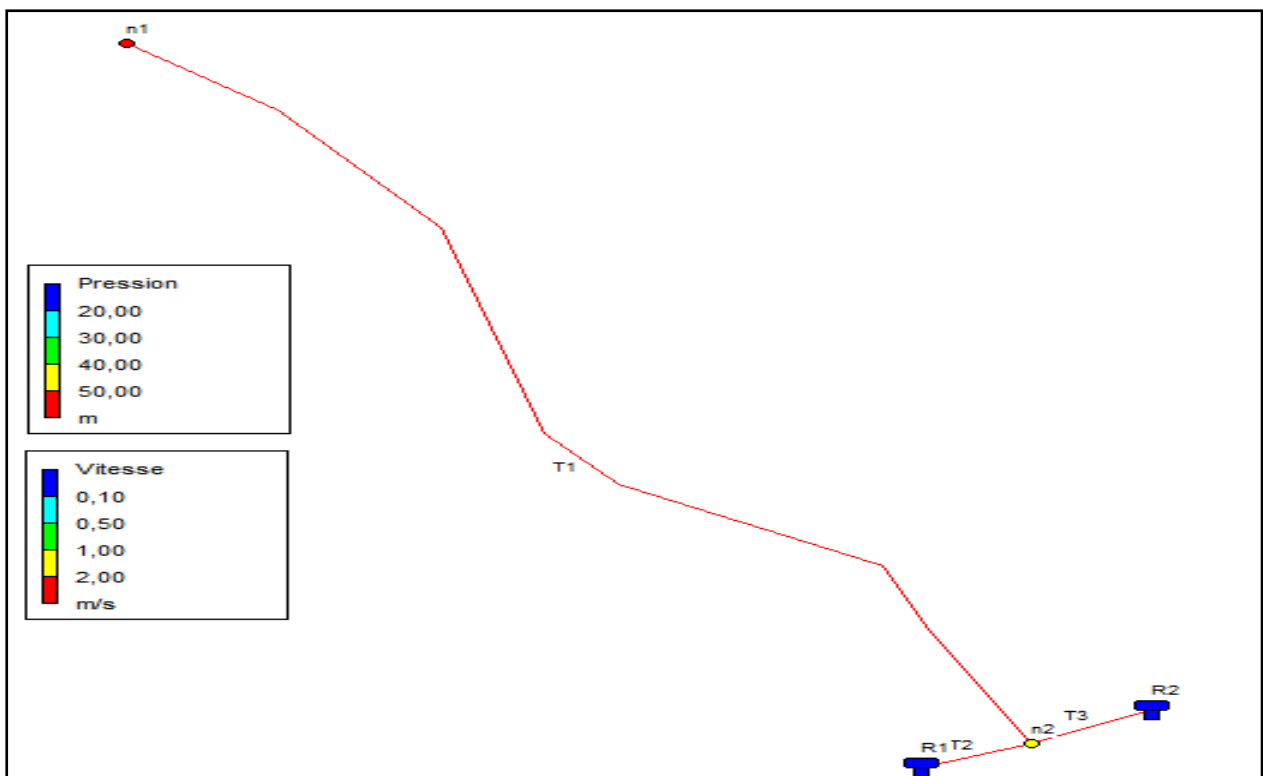


Figure V-2 : répartition des vitesses et pression dans le réseau zone 1.

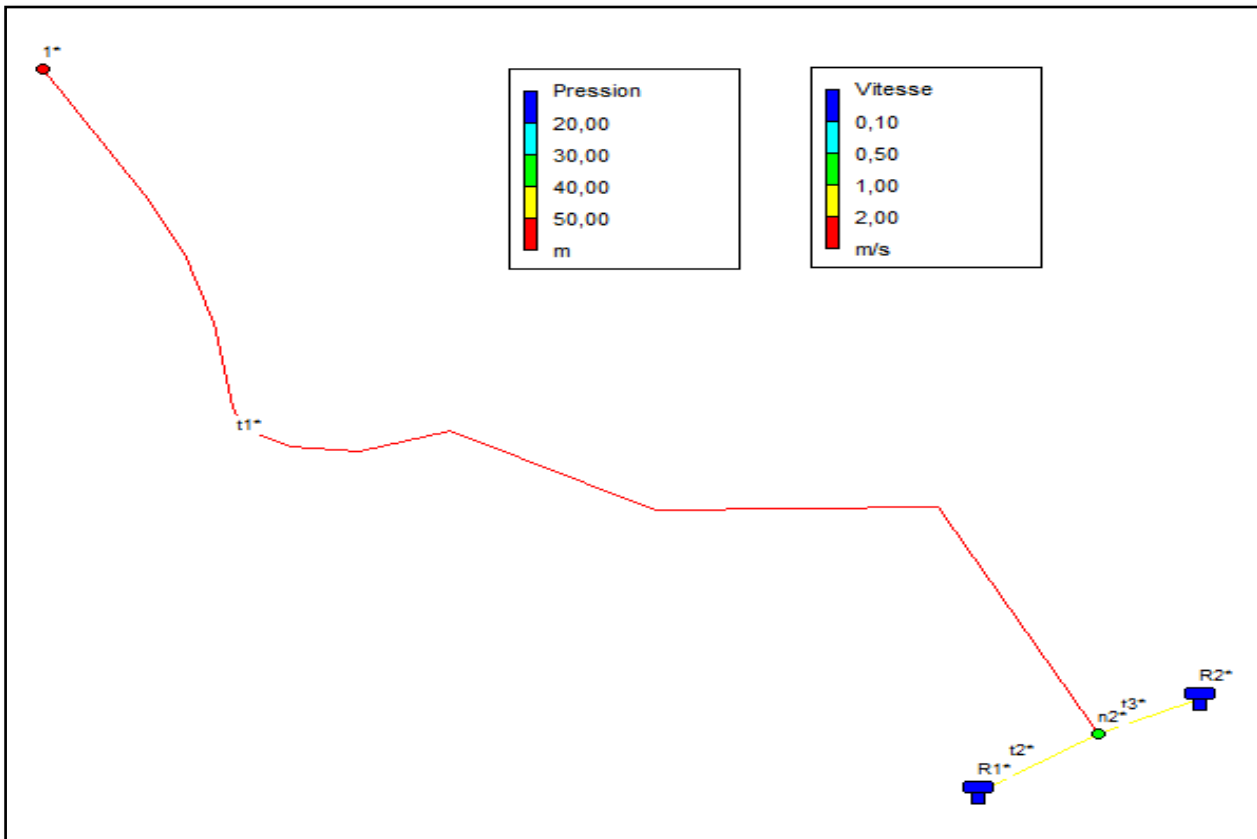


Figure V- 2: répartition des vitesses et pressions dans le réseau zone 2.

Après la simulation du fonctionnement hydraulique du système d'adduction des deux zones, et le tracé du profil en long de la conduite et la ligne de charge, on a pu vérifier que la pression au niveau des adductions est acceptable ainsi que la vitesse.

V.3. Protection des conduites contre le coup de bélier

V.3.1. Définition

Le coup de bélier est une phase du régime transitoire autrement dit ; une onde de pression, positive ou négative, provoquée par une très grande variation des paramètres hydraulique, dont les causes sont l'arrêt ou démarrage brusque d'un groupe d'électro-pompes (du a une coupure d'électricité), l'ouverture ou fermeture rapide d'une vanne.

Ce phénomène se produit dans les conduites en charge, il peut provoquer des risques à la suite d'une dépression ou d'une surpression engendrée par les manœuvres brusque dont la fatigue dans les conduites, des décollements, fissuration ou carrément une implosion de ces dernières.

V.3.2. Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier

les conduites gravitaires sont elles aussi menacées par les effets du coup de bélier et de la surpression qui est due au choc des particules liquides a la paroi du robinet vanne, alors l'

énergie cinétique se transforme en énergie de déformation et puisque l'eau est incompressible donc la déformation est transmise à la conduite et le coup de bélier est né, et la conduite se dilate et le phénomène transitoire se propage instantanément sur toute la conduite via une onde de célérité C (m/s) et alors cette déformation se propage à l' amont de la conduite et qui constitue un danger pour la conduite.

Les moyens et les équipements de protection contre le coup de bélier sont très variés ils peuvent protéger la conduite, des dépressions et des surpressions maximales, que nous citerons quelques-uns :

- **Vanne à fermeture lente** : Cette solution ne permet de protéger que les adductions gravitaires, car elle ne remédie en aucun cas, à l'arrêt intempestif d'une pompe. Il s'agit en fait davantage, de limiter l'intensité du coup de bélier qui se produira.
- **Soupape de décharge** :La soupape de décharge est définie comme étant un appareil anti-bélier qui écrête les surpressions en dérivant un certain débit à l'extérieur de la conduite dès que la pression dépasse une certaine valeur de réglage
- **Cheminée d'équilibre** : La cheminée d'équilibre est une réserve d'eau en contact permanent avec la conduite et dont la surface libre traduit exactement les variations de pression du fluide. On la place afin d'amortir les oscillations importantes et de Réduire la valeur des surpressions produites par le coup de bélier dans la conduite forcée.

La célérité de l'onde élastique c'est en fonction du fluide écoulé (ici de l'eau) et des caractéristiques de la conduite (diamètre et épaisseur) et du sol, est sera calculée par la formule améliorée par Pr. SALAH. B donnant la célérité d'onde du coup de bélier quand la conduite est enterrée, c'est le cas de notre projet :

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{1 + \frac{K \cdot 2 \cdot a \cdot (1 - \nu_m^2) \cdot (1 - \nu_s)}{(1 - \nu_m^2) \cdot a \cdot E_s + E_m \cdot e_m \cdot (1 - \nu_s)}} \dots\dots\dots (V.5)$$

Avec :

- ✓ C : Célérité de l'onde en [m/s]
- ✓ k : Coefficient de compressibilité de l'eau ; k = 2,07*10⁹pascal/1438.749
- ✓ ρ : Masse volumique de l'eau ; ρ = 1000 kg / m³
- ✓ em : Epaisseur de la conduite (m)
- ✓ a : Rayon intérieur de la conduite (m)
- ✓ νm : Coefficient de poisson du matériau de la conduite ; νm=0,46 (PEHD)
- ✓ νs : Coefficient de poisson du sol entourant la conduite ; νs=0,33

- ✓ E_m : Le module de Young du matériau de la conduite; $E_m=3.10^9$ Pascal
- ✓ E_s : Module de Yong du sol considéré $E_s =2.10^8$ Pascal

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V- 2: Caractéristique des conduites d'adduction des deux zones.

Conduite	$D_{ext}(mm)$	$e (mm)$	$D_{int}(mm)$	$L (m)$	$H_g (m)$	$V (m/s)$
Zone1	160	14.6	130.8	373.55	81.91	4.6
Zone2	200	18.2	163.6	1213.72	68.69	2.24

Les valeurs de la célérité sont présentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V- 3: Calcul de célérité d'onde

Conduite	$K(Pa)$ ($\times 10^9$)	ρ (kg/m^3)	$a(m)$	v_m	v_s	$E_s(Pa)$ ($\times 10^8$)	$E_m(Pa)$ ($\times 10^9$)	e_m (m)	C (m/s)
Zone 1	2.07	1000	0.1308	0.46	0.33	2	3	0.014	133.96
Zone 2	2.07	1000	0.1636	0.46	0.33	2	3	0.0182	213.60

La valeur maximale de la suppression et la dépression est donnée par la relation suivante :

Avec :

$$b = \frac{C \cdot V}{g} \dots\dots\dots (V.6)$$

Et d'où la charge tenant compte du coup de bélier:

•La surpression : $H_s = H_g + b \dots\dots\dots (V.7)$

•La dépression : $H_d = H_g - b \dots\dots\dots (V.8)$

Tableau V- 4: Calcul de surpression et dépression

conduite	$V_0 (m/s)$	$b(m)$	$H_g (m)$	$H_s(mce)$	$H_d (mce)$
Zone 1	4.6	62.81	81.91	144.72	19.1
Zone 2	2.24	48.77	68.69	117.46	19.92

Le temps de retour de l'onde de déformation est régit par la formule suivante :

$$Tr = \frac{2L}{c} \dots\dots\dots (V.9)$$

- ✓ tr : temps de retour de l'onde de déformation (s).

- ✓ L : longueur de la conduite (m) ;
- ✓ c : célérité d'onde (m/s).

Tableau V- 5: calcul tu temps de retour de l'onde.

Conduite	L(m)	C (m/s)	tr(s)
Zone1	383.55	133.96	5.72
Zone2	1213.72	213.60	11.36

On calcul les valeurs de coups de bélier pour des différents temps de fermeture de la vanne via la formule de MICHAUD :

$$b = \frac{2.L.V0}{g.T} \dots\dots\dots(V.9)$$

- ✓ L : la longueur de la conduite (m) ;
- ✓ V0 : Vitesse d'écoulement m /s ;
- ✓ t : le temps de fermeture du robinet vanne.

On vérifie la valeur de la surpression pour une durée de fermeture partiel du robinet vanne de 5min et est ce qu'elle est suffisante pour amortir l'effet du coup de bélier.

Tableau V- 6: les valeurs du coup de bélier

Conduite	L(m)	T(s)	V ₀ (m/s)	b (mce)
Zone 1	383.55	30	4.6	11.99
Zone 2	1213.72	30	2.24	18.47

Conclusion

Le dimensionnement des adductions permettra d'acheminer le débit voulu suivant des conditions techniques favorables, on a obtenu un diamètre de 160mm sur une longueur de

383.54 m pour la zone 1 et un diamètre de 200mm sur une longueur de 1213.71m pour la zone2.

Pour la protection anti bélier ; on a opté pour des vannes à fermeture lente, bien que les conduites puissent résister aux cycles de dépressions surpressions, il est préférable de diminuer l'amplitude de l'onde du coup de bélier, donc un temps de fermeture de 30 secondes sera suffisant pour diminuer largement cette amplitude.

Chapitre VI

Mangement de projet

Introduction

Afin que notre projet soit exécutable dans des meilleures conditions possibles, une organisation de chantier doit être étudiée, afin de déterminer et de coordonner la mise en œuvre des moyens nécessaires pour une réalisation et une exécution des travaux aussi conforme que possible tout en respectant les délais les plus brefs.

VI.1. Différents travaux à entreprendre

VI.1.1. Travaux concernant la mise en place des canalisations

1) implantation du tracé des tranchées sur le terrain

On matérialise l'axe de la tranchée sur le terrain avec des jalons placés en distances par des repères fixés où des bornes. La direction des axes et leurs extrémités sont ainsi bien déterminées.

2) **Nivellement de la plate-forme de pose** :Le nivellement a pour but de définir le relief d'un terrain en fixant l'altitude d'un certain nombre de points toutes les côtes sont données par rapport à un niveau de base appelé plan de comparaison.

3) Excavation des tranchées :

- ✓ **Enlèvement de la couche végétale** : Avant d'entamer l'excavation des tranchées, on doit tout d'abord commencer toujours par l'opération de décapage des terres végétales sur des faibles profondeurs. Le volume de la couche à décaper est donné par la formule suivant :

$$V_{cv} = L \cdot b \cdot e \dots \dots \dots (VI.1)$$

Avec :

- V_{cv} : volume de la terre décapée en (m³).
- L : longueur totale des tranchées en (m)
- b : largeur de la couche végétale en (m).
- e : épaisseur de la couche en (m), e = 10 cm.

Pour effectuer cette opération, nous avons choisi un bulldozer.

- ✓ **Réalisation des fouilles** : la réalisation de la tranchée et du remblaiement dépendent des paramètres suivants : de la nature de terrain ; des caractéristiques de la conduite (diamètre ...).

- ✓ **Largeur de la tranchée** : La largeur de la tranchée sera calculée en fonction du diamètre de la conduite. On laisse 30 cm d'espace de chaque côté de la conduite.

La largeur de la tranchée est donnée par la formule suivante :

$$B = D + (2 \times 0,30) [m] \dots \dots \dots (VI.2)$$

Avec :

- B : largeur de la tranchée (m) ;
- D : diamètre de la conduite (m)
- ✓ **La profondeur de la tranchée :** La profondeur de la tranchée dépend du diamètre de la conduite, des charges roulantes (extérieurs) et de la température, elle est donnée par la relation suivante :

$$H=D + H1 + H2 [m]..... (VI.3)$$

Avec :

- H : la profondeur de la tranchée (m) ;
- D : diamètre de la conduite (m) ;
- H1 : profondeur du lit de pose prise égale à 0.2 m ;
- H2 : distance verticale séparant la génératrice supérieure de la conduite à la Surface du sol (m) prise $h = 0.80$ m.
- ✓ **Lis de pose :** avant la pose de conduite, on procède à la pose d'un lit de sable de 0,15 m à 0,2 m d'épaisseur nivelée suivant les côtes du profil en long.

4) Pose des conduites

- La descente des tuyaux doit être manipulée avec soin, ils seront posés lentement soit manuellement soit mécaniquement à l'aide d'un pose tube dans le fond de la fouille.
- Chaque élément posé dans la tranchée doit être présenté dans l'axe de l'élément précédemment posé, et au cours de la pose, il faut vérifier régulièrement l'alignement des tuyaux.
- Les débris liés à la pose doivent être retirés de l'intérieur du tuyau avant ou juste après la réalisation d'un emboîtement. Ceci peut être effectué en faisant passer un goupillon le long du tuyau ou à la main, selon le diamètre.
- A chaque arrêt de travail un bouchon temporaire doit être solidement appliqué sur l'extrémité ouverte de la canalisation pour éviter l'introduction des corps étrangers.

5) Epreuve de joints et de la canalisation

Essai de pression des conduites et des joints se fait avant le remblaiement pour plus de sécurité, cet essai d'étanchéité est effectué à l'aide d'une pompe d'essai appelée aussi pompe d'épreuve, qui consiste au remplissage de la conduite en eau sous une pression de 1,5 fois la pression de service à laquelle sera soumise la conduite en cours de fonctionnement. Cette épreuve doit durer 30 minutes environ où la variation ne doit pas excéder 0,2 bar et on doit procéder à la désinfection du réseau avant la distribution aux consommateurs.

6) Remblayage des tranchées

C'est une opération de terrassement qui consiste à enterrer la conduite, il doit être de qualité pour assurer la protection des conduites contre tout dégât lors de l'exécution des remblais supérieurs et ainsi la transmission régulière des charges sur la canalisation. Le remblaiement doit être fait par couche de 20 à 30 cm.

7) Nivellement et compactage

Après avoir accompli le remblai, on exécute le nivellement qui consiste à étendre les terres qui sont en élévation, par la suite on procède au compactage avec un compacteur afin d'augmenter la densité des terres et éviter tout risque d'un tassement ultérieur.

VI.1.2. Travaux concernant le réservoir projeté

- A- Excavation ;
- B- Pose du tout-venant ;
- C- Coulage du béton de propreté ;
- D- Coulage du béton du radier ;
- E- Coulage du béton du voile et des poteaux de la chambre de manœuvre ;
- F- Coulage du béton de la coupole, de la dalle et de la chambre des manœuvres ;
- G- Maçonnerie de la chambre des manœuvres

VI.2. Volumes des travaux de distribution et de l'adduction

VI.2.1. Volume à excaver

Il est donné par la relation suivante :

$$VD = S_D \cdot L = (B \cdot H_{tr}) \cdot L \dots \dots \dots (VI.4)$$

Avec :

- VD : volume des déblais entre deux coupes consécutives ;
- SD : surface des déblais de chaque coupe (m²) ;
- L : distance entre deux coupes consécutives (m) ;
- B : largeur de la tranchée (m) ;
- H_{tr} : profondeur de la tranchée (m).

Tableau VI- 1: Calcul du volume du déblai du réseau de distribution et de l'adduction

Conduite	Diamètre	L (m)	B (m)	H tr (m)	SD (m ²)	VD (m ³)
distribution	Ø315	892,8	0,92	1,32	1,21	1084,22
	Ø250	2794,03	0,85	1,25	1,06	2968,66
	Ø200	2041,7	0,80	1,20	0,96	1960,03
	Ø160	2641,63	0,76	1,16	0,88	2328,86
	Ø125	2007,98	0,73	1,13	0,82	1656,38
	Ø110	2105,9	0,71	1,11	0,79	1659,66
	Ø90	653,7	0,69	1,09	0,75	491,65
	Ø75	1090,4	0,68	1,08	0,73	800,79
	Ø63	1634,21	0,66	1,06	0,70	1143,29
	Ø50	1931,48	0,65	1,05	0,68	1318,24
Adduction	Ø160	373,55	0,76	1,16	0,88	329,32
	Ø200	1213,72	0,80	1,20	0,96	1165,17
Total						15411,78

VI.2.2. Détermination de la capacité du godé

A travers le volume calculé ci-dessus, nous déterminons la capacité du godet pour notre pelle

Tableau VI- 2: Capacité du godet en fonction du volume de terrassement.

Volume du terrassement par une pelle (m3)	≤10000	≥10000	>20000	>100000
Capacité du godet (m3)	0.25-0.35	0.5-0.65	1-1.25	1.5

Comme le volume total est supérieur à 10 000 m³, on opte pour une pelle avec une capacité du gobet égale à 0.5 m³.

VI.2.3. Volume du lit de sable

Elle est donnée par la relation suivante :

$$VL = B \times e \times L \text{ [m3]} \dots\dots\dots (VI.5)$$

Avec :

- VL : volume du lit de sable (m³) ;
- B : largeur de la tranchée (m) ;

- e : épaisseur du lit de sable, e = 20 cm ;
- L : longueur de la tranchée (m).

Tableau VI- 3: Calcul du volume du lit de sable

Conduite	Diamètre	L (m)	B (m)	e (m)	VL (m ³)
Distribution	Ø315	892,8	0,92	0.2	164,28
	Ø250	2794,03	0,85	0.2	474,99
	Ø200	2041,7	0,80	0.2	326,67
	Ø160	2641,63	0,76	0.2	401,53
	Ø125	2007,98	0,73	0.2	293,17
	Ø110	2105,9	0,71	0.2	299,04
	Ø90	653,7	0,69	0.2	90,21
	Ø75	1090,4	0,68	0.2	148,29
	Ø63	1634,21	0,66	0.2	215,72
	Ø50	1931,48	0,65	0.2	251,09
Adduction	Ø160	373.55	0,76	0.2	56,78
	Ø200	1213.72	0,80	0.2	194,20
Total					2915,97

VI.2.4. Volume de la conduite

Après avoir creusé la tranchée et placé le lit de sable, il y a la pose des conduites dont la connaissance de la section est importante pour la détermination du volume des remblais.

Le volume de la conduite est sont défini par la formule suivante :

$$VC = SC \times L \dots\dots\dots (VI.6)$$

Avec :

- VC : volume de la conduite (m3)
- L : longueur de la conduite (m) ;
- SC : section de la conduite.

Sachant que :

$$SC = \pi * D^2 / 4 \dots\dots\dots (VI.7)$$

Avec :

- D : diamètre de la conduite (m).

Tableau VI- 4: Calcul des volumes des conduites.

Conduite	Diamètre	L (m)	Sc(m ²)	Vc(m ³)
d	Ø315	892,8	0,078	69,64
	Ø250	2794,03	0,049	136,91
	Ø200	2041,7	0,031	63,29
	Ø160	2641,63	0,020	52,83
	Ø125	2007,98	0,012	24,10
	Ø110	2105,9	0,009	18,95
	Ø90	653,7	0,006	3,92
	Ø75	1090,4	0,004	4,36
	Ø63	1634,21	0,003	4,90
	Ø50	1931,48	0,002	3,86
Adduction	Ø160	373.55	0,020	7,47
	Ø200	1213.72	0,031	37,63
Total				427,87

VI.2.5. Volume des remblais

Le volume du remblai sera le volume des déblais réduit par le volume occupé par la canalisation et par le volume du lit de sable.

$$VR = VD - VC - VL \dots \dots \dots (VI.8)$$

Avec :

- VR : volume du remblai (m3) ;
- VD : volume des déblais (m3) ;
- VC : volume occupé par la conduite (m3) ;
- VL : volume du lit de sable (m3).

Tableau VI- 5: Calcul des volumes des remblais

Conduite	Diamètre	L (m)	V _D (m ³)	V _C (m ³)	V _L (m ³)	V _R (m ³)
distribution	Ø315	892,8	1084,22	69,64	164,28	850,3
	Ø250	2794,03	2968,66	136,91	474,99	2356,76
	Ø200	2041,7	1960,03	63,29	326,67	1570,07
	Ø160	2641,63	2328,86	52,83	401,53	1874,5
	Ø125	2007,98	1656,38	24,10	293,17	1339,11
	Ø110	2105,9	1659,66	18,95	299,04	1341,67
	Ø90	653,7	491,65	3,92	90,21	397,52
	Ø75	1090,4	800,79	4,36	148,29	648,14
	Ø63	1634,21	1143,29	4,90	215,72	922,67
	Ø50	1931,48	1318,24	3,86	251,09	1063,29
Adduction	Ø160	373,55	329,32	7,47	56,78	265,07
	Ø200	1213,72	1165,17	37,63	194,20	933,34
Total						13562,44

VI.2.6. Calcul de volume excédentaire

$$V_{exc} = V_f - V_r \dots\dots\dots (VI.9)$$

V_{exc} : Volume du sol excédentaire en (m³).

V_f : Volume du sol foisonné en (m³).

$$V_f = V_d \cdot K_f \dots\dots\dots (VI.10)$$

Avec

V_d : Volume du déblai en (m³)

K_f : Coefficient de foisonnement dépend de la nature de sol pour notre cas on a :

K_f = 1,5 (car le type de sol est marneux)

Les résultats obtenus sont représentés dans les tableaux ci-dessous :

Tableau VI- 6: volume de l'excédentaire du réseau de distribution et d'adduction

Conduite	V _R (m ³)	V _D (m ³)	Kf	Vf (m ³)	V _R (m ³)
distribution	850.3	1084,22	1,5	1626,33	776,03
	2356.76	2968,66	1,5	4452,99	2096,23
	1570.07	1960,03	1,5	2940,05	1369,98
	1874.5	2328,86	1,5	3493,29	1618,79
	1339.11	1656,38	1,5	2484,57	1145,46
	1341.67	1659,66	1,5	2489,49	829,83
	397.52	491,65	1,5	737,47	339,95
	648.14	800,79	1,5	1201,18	553,04
	922.67	1143,29	1,5	1714,94	792,27
	1063.29	1318,24	1,5	1977,36	914,07
Adduction	265.07	329,32	1,5	493,98	228,91
	933.34	1165,17	1,5	1747,76	814,42
Total					11478.98

VI.3. Calcul des volumes des travaux des réservoirs projetés

Dans le système d'alimentation en eau potable du nouveau pôle urbain Agounioucharki on a quatre réservoirs à projeter de capacité 1000 m³.

$$V_D = \left(\frac{\pi \cdot D_{exc}^2}{4} + L \cdot l \right) \times h_{exc} \dots \dots \dots (VI.11)$$

Avec :

- V_D : volume total des déblais (m³)
- 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 × 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.

Tableau VI- 7: Calcul des volumes des déblais pour les réservoirs projetés.

Réservoirs	D _{INT} (m)	D _{EXT} (m)	D _{EXC} (m)	L (m)	l (m)	V _D (m ³)
R 1000m ³	16	16.6	18.6	5	4	291.71
4*R1000m3						1166.86

VI.3.1. Calcul du volume du tout-venant

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

$$V = \frac{\pi * D_{exc}^2}{4} \times e_{tv} \dots \dots \dots (VI.12)$$

Avec :

- V_{tv} : volume du tout-venant (m³) ;
- e_{tv} : épaisseur de la couche du tout-venant (m), e_{tv} = 0,3 m.

Tableau VI- 8: Calcul du volume tout-venant pour les réservoirs.

Réservoirs	D _{INT} (m)	D _{EXT} (m)	D _{EXC} (m)	e _{tv}	V _{tv} (m ³)
R 1000m ³	16	16.6	18.6	0.3	81.51

$$V_{tv\text{totale}} = 4 \times V_{tv(R1000)} = 326.06 \text{ m}^3$$

VI.3.2. Calcul du volume du béton de propreté

La pose du béton de propreté sera étendue de 0,6 m des parois extérieures du réservoir. Le volume du béton de propreté sera calculé par la formule suivante :

$$V_{bp} = \frac{\pi * D_{bp}^2}{4} \times e_{bp} \dots \dots \dots (VI.13)$$

Avec :

- V_{bp} : volume du béton de propreté (m³) ;
- 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.

Tableau VI- 9: Calcul du volume du béton de propreté pour les réservoirs.

Réservoirs	D _{INT} (m)	D _{EXT} (m)	D _{EXC} (m)	e _{bp}	V _{bp}
R 1000m ³	16	16.6	18.6	0.15	46.18

$$V_{bp\text{totale}} = 4 \times V_{bp(R1000)} = 184.74 \text{ m}^3$$

VI.3.3. Calcul du volume du béton armé

Les éléments du réservoir projeté, de forme circulaire, sont estimés à l'aide de la formule suivante :

$$V_{BA} = \frac{\pi \cdot (D_{ext}^2 - D_{int}^2)}{4} \times H \dots\dots\dots (VI.14)$$

Avec :

- V_{BA} : volume du béton armé (m³) ;
- D_{ext} : diamètre extérieur de l'élément du réservoir (m) ;
- D_{int} : diamètre intérieur de l'élément du réservoir (m) ;
- H : hauteur de l'élément du réservoir (m).

Tableau VI- 10: Calcul du volume du béton armé pour les réservoirs.

Réservoir	Élément	D _{EXT} (m)	D _{INT} (m)	H (m)	V _{BA} (m ³)
R1000	Radier	16.6	-	0.45	97.39
	Voile	16.7	16	4	71.91
	Ceinture supérieure	17	16	0.5	12.96
	Acrotère	17	16.64	0.3	2.85
Total					185.11
Total 4R1000 (m³)					740.44

Par la suite on calcule le volume du béton armé pour la coupole qui se calcule par la forme suivante :

$$VC = 2 \times \pi \times R \times f \times ec \dots\dots\dots (VI.15)$$

Avec :

- VC : volume du béton armé de la coupole ;
- f : flèche de la coupole (m), $f = 1,6$ m ;
- ec : épaisseur de la coupole (m), $ec = 0,1$ m ;
- R : rayon de la coupole (m).

Sachant que : $R = \frac{f^2 + \frac{D^2}{2}}{2 \cdot f} \dots\dots\dots (VI.16)$

Avec :

- D : diamètre du réservoir (m).

Tableau VI- 11: Calcul du volume du béton armé pour la coupole du réservoir.

Réservoir	D (m)	R (m)	VC (m3)
R1000	16	20.8	20.91

$$V_c *4 = 83.64(m^3)$$

Le volume du béton armé de la chambre de manœuvre se calcule par la forme suivante :

$$V = L \times l \times h \times N \dots\dots\dots (VI-17)$$

Avec :

- V : volume du béton armé de chaque élément (m3)
- L : longueur de chaque élément (m)
- l : largeur de chaque élément (m)
- h : hauteur de chaque élément (m)
- N : nombre des éléments

Tableau VI- 12: Calcul du volume du béton armé de la chambre de manœuvre.

éléments	L(m)	l (m)	H(m)	N	V (m ³)
Chape inférieure	5	4	0,07	1	1.4
voiles	5	0.2	0,5	3	1.5
Poteaux	0.3	0.3	3	4	1.08
Ceintures inf. long	5	0.3	0,3	3	1.35
Ceintures inf. larg.	4	0.3	0,3	3	1.08
Ceintures sup. long	5	0.3	0,3	3	1.35
Ceintures sup. larg.	4	0.3	0,45	3	1.62
Dalle supérieure	5	4	0,07	1	1.4
Total 4R1000					43.12

Le volume total du béton armé des réservoirs est = **867.2 (m3)**

VI.3.4. Calcul du volume du remblai

$$V_r = \frac{\pi * (D_{exc2} - D_{ext2})}{4} \times h \dots\dots\dots (VI.18)$$

Avec :

- V_r : volume du remblai compacté (m³) ;
- D_{exc} : diamètre d'excavation (m), $D_{exc} = D_{ext} + 2$;
- D_{ext} : diamètre extérieur du réservoir (m) ;
- h : profondeur d'excavation (m), $h = 1$ m.

$A.N:V_r = 70.65 \text{ (m}^3\text{)}$

Pour 4 réservoirs : $V_r * 4 = 282.62 \text{ (m}^3\text{)}$

VII.4. Calcul des coûts des travaux

Les coûts des travaux d'adduction, des réservoirs projetés et du réseau de distribution sont mentionnés dans les tableaux suivants :

Tableau VI- 13: Coût des travaux du réseau de distribution et d'adduction.

Désignation		Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Déblais		m3	15411,78	300	4623534,00
Lit de sable		m3	2915,97	800	2332776,00
Distribution	Ø315	m	892,8	5850	5222880,00
	Ø250	m	2794,03	3915	10938627,45
	Ø200	m	2041,7	2472	5047082,40
	Ø160	m	2641,63	1550	4094526,50
	Ø125	m	2007,98	967	1941716,66
	Ø110	m	2105,9	767,19	1615625,42
	Ø90	m	653,7	610,71	399221,13
	Ø75	m	1090,4	407,8	444665,12
	Ø63	m	1634,21	297,95	486912,87
	Ø50	m	1931,48	188,28	363659,05
Adduction	Ø160	m	373.55	1550	579002,50
	Ø200	m	1213.72	2472	3000315,84
Remblais		m3	13562,44	400	5424976,00
Excédentaire		m3	11478.98	160	1836636,90
Total					48352157.74

Tableau VI- 14: Coût des travaux des quatre réservoirs projetés.

Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Déblais	m3	1086.84	300	326052
Tout venant	m3	326.06	600	195636
Béton de propreté	m3	184.74	8 000,00	1477920
Béton armé	m3	867.2	25 000	21680000
Remblais compactés	m3	282.62	4000	1130480
Total				24810088

Tableau VI- 15: Bilan des coûts

Désignation	Montant (DA)
Réseau de distribution et d'adduction	48352157.74
Réservoirs projetés.	24810088,00
Total	73162245,74

Le coût global du projet est estimé à: **73162245,74 DA.**

En ajoutant la TVA qui est de l'ordre 19 %, le résultat est de : **87063072.43 DA.**

VII.5. Elaboration Du Planning D'exécution Des Travaux

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

- Dans un ordre correct (bonne succession des opérations du réseau) ;
- Sans retard ;
- Aussi économique que possible.

Le diagramme de GANTT est un planning présentant une liste de tâches en colonne et en abscisse l'échelle de temps retenue

La mise en œuvre de technique de planification nécessite que :

- Les tâches soient identifiées.
- Les tâches soient quantifiées en termes de délais, de charges ou de ressources
- La logique de l'ensemble des tâches ait été analysée.

La réalisation des tâches et leurs durées sont mentionnées dans les tableaux suivants :

❖ **Adduction**

Tableau VI- 16: Durée de réalisation des opérations de l'adduction.

Notation	Opération	Durée (jour)
A	Préparation de l'espace de travail	5
B	Décapage de la couche végétale	5
C	Excavation de la tranchée	10
D	Lit de sable	10
E	Pose de conduite	15
E'	Assemblages des tuyaux	8
F	Essais d'étanchéité	4
G	Remblais	10
H	Travaux de finition	4

La détermination du délai de la réalisation est représentée dans le tableau suivant :

Tableau VI- 17: Détermination du délai de la réalisation de l'adduction.

OPERATION	TR (jours)	DP		DPP		MT
		DCP	DFP	DCPP	DFPP	
A	5	0	5	0	5	0
B	5	5	10	5	10	0
C	10	10	20	10	20	0
D	10	20	30	25	35	5
E	15	20	35	20	35	0
E'	8	20	28	27	35	7
F	4	35	39	35	39	0
G	10	39	49	39	49	0
H	4	49	53	49	53	0

Avec :

- TR : temps de réalisation.
- MT : marge totale.
- DCP : date de commencement au plus tôt.
- DFP : date de finition au plus tôt.

- DCP : date de commencement au plus tard
- DFPP : date de finition au plus tard.

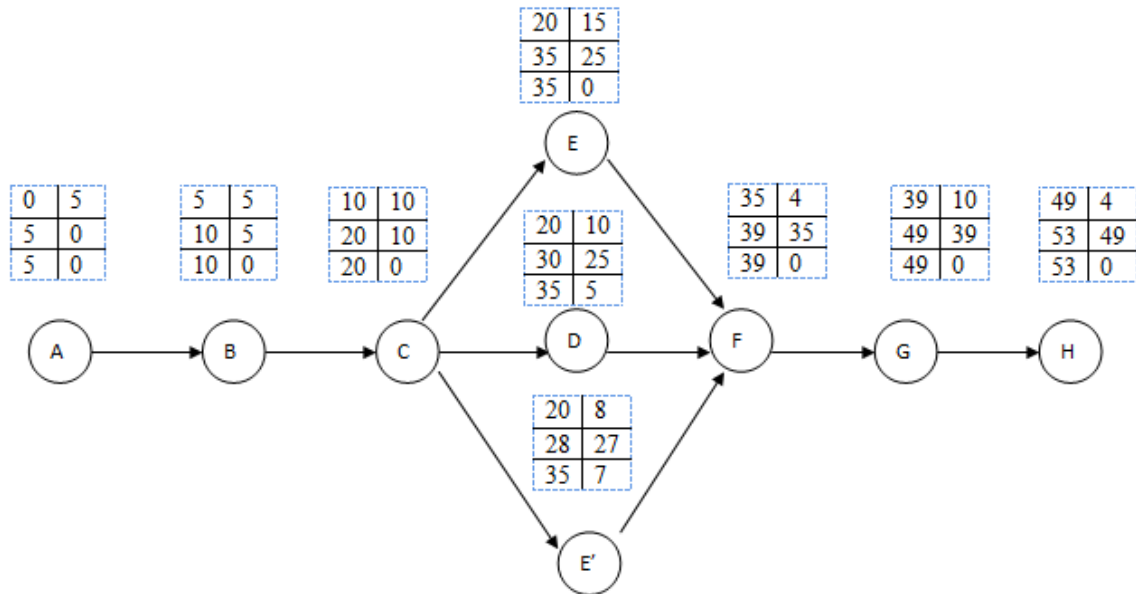


Figure VI- 1: réseau à nœuds pour l'exécution des travaux de réalisation de l'adduction

Tableau VI- 18: Diagramme de GANTT des de l'adduction

Opération 0		Jours				
		10	20	30	40	53
A	Préparation de l'espace de travail	5				
B	Décapage de la couche végétale		5			
C	Excavation de la tranchée		10			
D	Lit de sable			10		
E	Pose de conduite			15		
E'	Assemblages des tuyaux			8		
F	Essais d'étanchéité				4	
G	Remblais					10
H	Travaux de finition					4

D'après la Figure VI.5 et la table ci-dessus Le chemin critique sera : A-B-C-E-F-G-H.

❖ Réservoirs

Tableau VI- 19: Durée de réalisation des opérations des réservoirs.

Notation	Opération	Durée (jours)
F	Préparation de l'espace de travail	5
I	Excavation	6
G	Pose du tout-venant	5
K	Coulage du béton de propreté	4
L	Coulage du béton armé du radier	15
M	Coulage béton armé du voile du réservoir+chambre	15
N	Coulage du béton armé de la ceinture supérieur desréservoirs+poteaux des chambres de manouvre	10
O	Coulage du béton armé de la coupole+dalle chambres	20
P	Remblayage et compactage	5
Q	Maçonnerie et finition générale	5
R	Evacuation des débris et nettoyage	3

Tableau VI- 20: Détermination du délai de la réalisation des réservoirs.

OPERATION	TR (jours)	DP		DPP		MT
		DCP	DFP	DCPP	DFPP	
F	5	0	5	0	5	0
I	6	5	11	5	11	0
G	5	11	160	11	16	0
K	4	16	20	16	20	0
L	15	20	35	20	35	0
M	15	35	50	35	50	0
N	10	50	60	50	60	0
O	20	60	80	60	80	0
P	5	60	65	75	80	15
Q	5	80	85	80	85	0
R	3	85	88	85	88	0

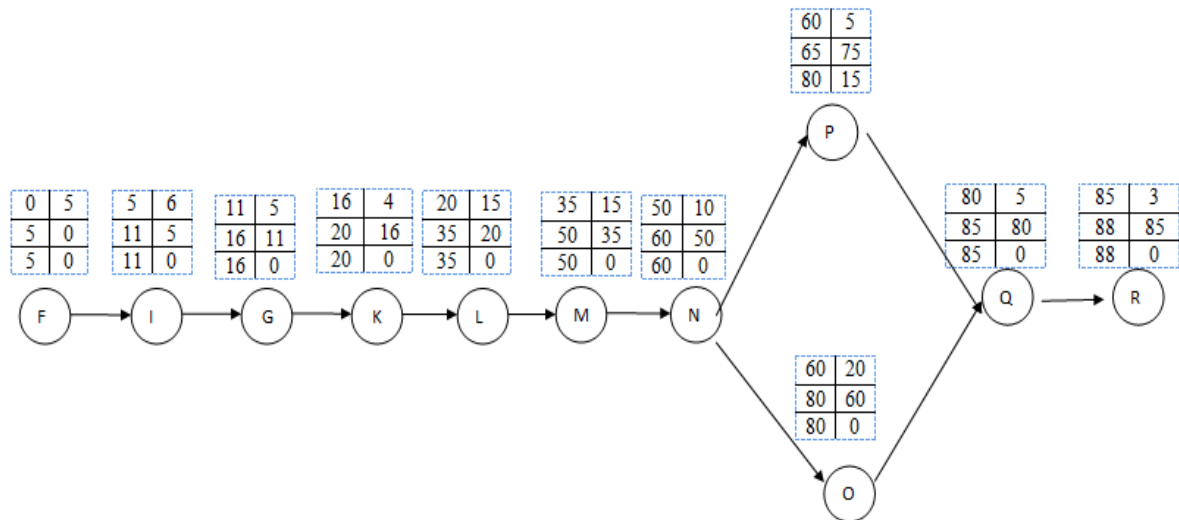


Figure VI- 2: réseau à nœuds pour l'exécution des travaux de réalisation des réservoirs

Tableau VI- 21: Diagramme de GANTT des réservoirs

Opération		Jours						
		0	15	30	45	60	75	90
F	Préparation de l'espace de travail	5						
I	Excavation	6						
G	Pose du tout-venant	5						
K	Coulage du béton de	4						
L	Coulage du béton armé	15						
M	Coulage béton armé du	15						
N	Coulage du béton armé de la ceinture	10						
O	Coulage du béton armé	20						
P	Remblayage et	5						
Q	Maçonnerie et finition	5						
R	Evacuation des débris	3						

D'après la Figure VI.5 et la table ci-dessus Le chemin critique sera : F-I-G-K-L-M-N-O-Q-R.

❖ **Distribution**

Tableau VI- 22: Durée de réalisation des opérations de la distribution.

Notation	Opération	Durée (jour)
R	Préparation de l'espace	5
S	Décapage de la couche	10
T	Excavation de la tranchée	50
U	Lit de sable	20
V	Pose de conduite	25
W	Assemblage des conduites	15
X	Essais d'étanchéité	10
Y	Remblais	10
Z	Travaux finition	5

Tableau VI- 23: Détermination du délai de la réalisation de la distribution.

OPERATION	TR (jours)	DP		DPP		MT
		DCP	DFP	DCPP	DFPP	
R	5	0	5	0	5	0
S	10	5	15	5	15	0
T	50	15	65	15	65	0
U	20	65	85	70	90	5
V	25	65	90	65	90	0
W	15	65	80	75	90	10
X	10	90	100	90	100	0
Y	10	100	110	100	110	0
Z	5	110	115	110	115	0

Figure VI- 3: réseau à nœuds pour l'exécution des travaux de réalisation de distribution.

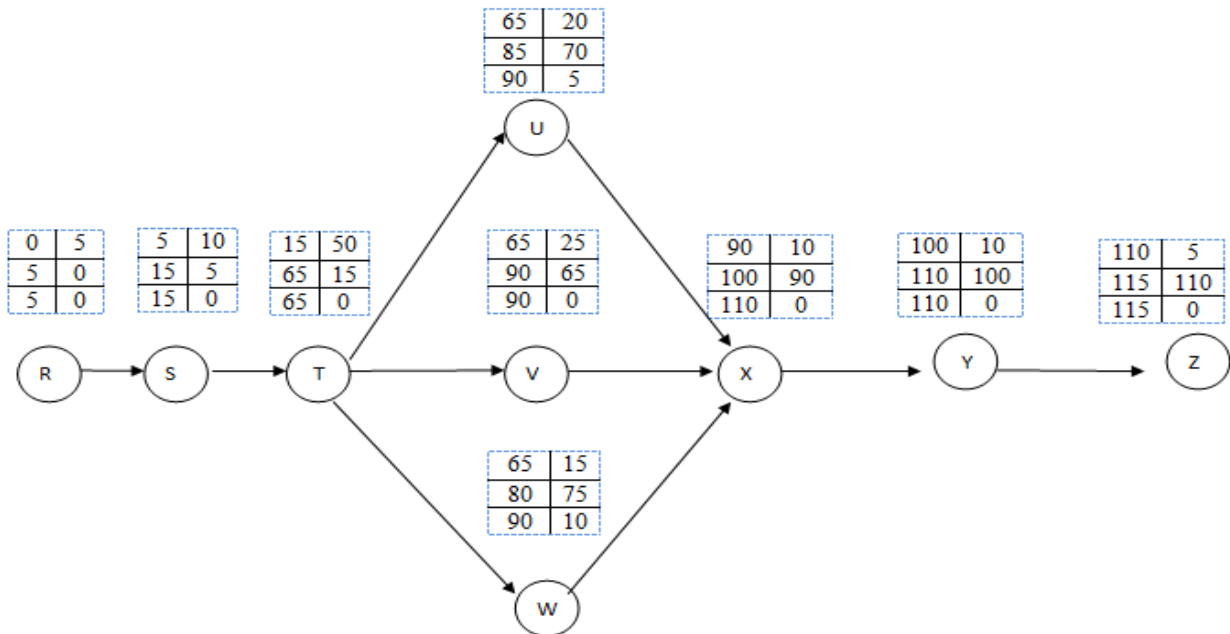


Tableau VI- 24: Diagramme de GANTT de la distribution.

Opération		Jours					
		0	25	50	75	100	125
R	Préparation de l'espace travail	5					
S	Décapage de la couche	10					
T	Excavation de la tranchée	50					
U	Lit de sable				20		
V	Pose de conduite				25		
W	Assemblage des conduites				15		
X	Essais d'étanchéité					10	
Y	Remblais						10
Z	Travaux finition						5

D'après la Figure VI.5 et la table ci-dessus Le chemin critique sera : R-S-T-V-X-Y-Z.

D'après les Figures et les tables ci-dessus la durée de réalisation de notre projet est de 8mois et 10jours si aucun retard dû aux intempéries ou à un quelconque accident ne sera signalé.

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons présenté les travaux qui vont avoir lieu sur chantier avec les principales étapes de réalisation. L'estimation du coût du projet à travers l'évaluation des différentes tâches qui vont constituer ce projet à révéler un coût total de 83594654,64 DA et une durée de réalisation de 8mois et 10 jours.

Conclusion générale

A travers cette étude, nous avons dimensionnée le système d'alimentation en eau potable du nouveau pôle urbain AGOUNI OUCHERKI de la commune d'AGHRIBS. Notre étude a englobé tous les points qui touchent à la réalisation d'un projet d'alimentation en eau potable. On a commencé par étudier les caractéristiques de la zone d'étude et estimé ses besoins en eau à l'horizon d'étude saturation de la ville. Nous avons constaté que ces besoins estimés à long terme sont de 4629.7m³/j pour la zone 1 et 3439.7 m³/j pour la zone 2 sont satisfaits par rapport aux débits fournis par les points de piquages.

En ce qui concerne le réseau de distribution, nous avons projeté des réseaux ramifiés avec type de matériau PEHD dont le dimensionnement est fait à l'aide du logiciel de simulation hydraulique EPANET. On a choisi des diamètres appropriés qui nous ont permis d'obtenir des pressions et des vitesses acceptables.

La nature du relief nous a exigé de projeter deux réseaux de distribution dans les deux zones, un réseau pour chaque catégorie de consommation (zones d'activité ; agglomérations), ainsi que deux conduites d'adduction dans chacune de ces dernières.

L'estimation des besoins maximaux en eau de consommation a donné la nécessité de projeter quatre réservoirs de même capacité de stockage 1000m³. Ces réservoirs vont être alimentés par deux adductions à des longueurs de 383.59 m, 1213.72 m respectivement pour la zone 1 et 2. Leur emplacement est choisi de telle sorte à assurer une alimentation gravitaire.

Enfin nous souhaitons avoir fait un travail qui peut servir d'avant-projet à une étude détaillée afin de réaliser ce projet et assurer les besoins en eau de la population de la zone d'étude.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES :

Logiciels :

1. Google Earth pro
2. Epanet 2.0

Ouvrages :

1. SALAH, B. (2014). Alimentation en eau potable de l'agglomération, polycopiée, ENSH, Blida.
2. KADI, L. (2020). Pose de canalisation polycopiée, cours d'AEP.
3. Catalogue technique du groupe CHIALI.
4. AMMARI, A.: Cours De L'hydraulique générale de 3^{ème} année.
5. YAHIA, A. (2018). Conception du réseau d'alimentation en eau potable de la nouvelle ville de BOUINAN (W. Blida). Mémoire d'ingénieur d'état, département d'hydraulique urbaine, ENSH.
6. AZZAZ, F. (2011). Etude du schéma directeur d'alimentation en eau potable de la ville de Bordj El-Amir. Abdelkader (W. TISSEMSILT). Mémoire d'ingénieur d'état, ENSH.

Annexe 1

Tableau de répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants.

Heures	Nombre d'habitants				
	<10000	10000 à 50000	50000 à 100000	>100000	Aggl. de type rural
0-1	1.00	1.50	3.00	3.35	0.75
1-2	1.00	1.50	3.20	3.25	0.75
2-3	1.00	1.50	2.50	3.30	1.00
3-4	1.00	1.50	2.60	3.20	1.00
4-5	2.00	2.50	3.50	3.25	3.00
5-6	3.00	3.50	4.10	3.40	5.50
6-7	5.00	4.50	4.50	3.85	5.50
7-8	6.50	5.50	4.90	4.45	5.50
8-9	6.50	6.25	4.90	5.20	3.50
9-10	5.50	6.25	5.60	5.05	3.50
10-11	4.50	6.25	4.80	4.85	6.00
11-12	5.50	6.25	4.70	4.60	8.50
12-13	7.00	5.00	4.40	4.60	8.50
13-14	7.00	5.00	4.10	4.55	6.00
14-15	5.50	5.50	4.20	4.75	5.00
15-16	4.50	6.00	4.40	4.70	5.00
16-17	5.00	6.00	4.30	4.65	3.50
17-18	6.50	5.50	4.10	4.35	3.50
18-19	6.50	5.00	4.50	4.40	6.00
19-20	5.00	4.50	4.50	4.30	6.00
20-21	4.50	4.00	4.50	4.30	6.00
21-22	3.00	3.00	4.80	4.20	3.00
22-23	2.00	2.00	4.60	3.75	2.00
23-24	1.00	1.50	3.30	3.70	1.00
Total	100%	100%	100%	100%	100%

ANNEXE 2

Prix et épaisseurs des conduites.

Gamme tubes PEHD de Pression nominale 16 Bar				
CODE	DIAMETRE (mm)	EPAISSEUR (mm)	PRESSION	CONDITIONNEMENT
640.08.020.09	20	2.0	16Bars	Rx 100Ml
640.08.025.09	25	2.3	16Bars	Rx 100Ml
640.08.032.09	32	3.0	16Bars	Rx 100Ml
640.08.040.09	40	3.7	16Bars	Rx 100Ml
640.08.050.09	50	4.6	16Bars	Rx 100Ml
640.08.063.09	63	5.8	16Bars	Rx 100Ml
640.08.075.09	75	6.8	16Bars	Rx 100Ml
640.08.090.09	90	8.2	16Bars	Rx 100Ml
640.08.110.09	110	10.0	16Bars	Rx 100Ml
640.08.125.09	125	11.4	16Bars	Tb 6 / 12Ml
640.08.160.09	160	14.6	16Bars	Tb 6 / 12Ml
640.08.200.09	200	18.2	16Bars	Tb 6 / 12Ml
640.08.250.09	250	22.7	16Bars	Tb 6 / 12Ml
640.08.315.09	315	28.6	16Bars	Tb 6 / 12Ml
640.08.400.09	400	36.3	16Bars	Tb 6 / 12Ml
640.08.500.09	500	45.4	16Bars	Tb 6 / 12Ml
640.08.630.09	630	57.2	16Bars	Tb 6 / 12Ml