

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 centre de
Douayette commune de Beni Lahcen (w.Tissemsilt).

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0028-21

APA Citation (توثيق APA):

Toukal, Ichrak (2021). Etude du système d'alimentation en eau potable du centre de
Douayette commune de Beni Lahcen (w.Tissemsilt)[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Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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.

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

NATIONAL HIGHER SCHOOL FOR
HYDRAULICS



المدرسة الوطنية العليا للري

"المجاهد عبد الله عرباوي"

"The Mujahid Abdellah ARBAOUI"

ⵎⵓⵔⵉⵏ ⵙⵉⵎⵓⵔ ⵙⵉⵎⵓⵔ ⵙⵉⵎⵓⵔ ⵙⵉⵎⵓⵔ ⵙⵉⵎⵓⵔ

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

**Option : CONCEPTION DES SYSTEMES D'ALIMENTATION EN EAU
POTABLE**

THEME :

**Etude du système d'alimentation en eau potable du centre de
DOUAYETTE commune de BENI LAHCEN(w.Tissemsilt)**

Présenté par :

TOUKAL ICHRAK

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
DJOU DAR/HALLAL DAHBIA	MCA	Présidente
TOUAHIR SABAH	MAA	Examinatrice
HADJ SADOK NABILA	MAA	Examinatrice
AMMARI ABD EL HADI	MCA	Promoteur

Session Novembre 2021

Dédicace

JE DÉDIE CE MODESTE MÉMOIRE QUI EST L'ACCOMPLISSEMENT DE
LONGUES ANNÉES D'ÉTUDES,

EN PREMIER LIEU :

- ❖ À MA TRÈS CHÈRE MÈRE DJAMILA, À QUI JE DOIS BEAUCOUP
POUR CES SACRIFICES, SON AMOUR, SON AIDE ET SON SOUTIEN
MATÉRIEL ET MORAL ET ME VOIR AINSI ARRIVER À CE QUE JE
SUIS DEVENU AUJOURD'HUI.
- ❖ À MON TRÈS CHER PÈRE RACHID, POUR CES CONSEILS, SON
SOUTIEN MATÉRIEL ET MORAL ET POUR TOUT SES EFFORTS ET
LES FAVEURS QU'IL M'À ACCORDÉ ET QUI M'ONT DONNÉ LA
VOLONTÉ DE RÉALISER ET DE FINIR CE TRAVAIL.

ET QUE DIEU LES PROTÈGE.

- ❖ À MA SCEUR SABRINA ET MON FRÈRE SADEK DIEU LES GARDES
POUR NOUS
- ❖ À TOUTE MA FAMILLE SANS EXCEPTION
- ❖ À NOTRE COLLÈGUE QUI NOUS À QUITTÉ RIAD DIEU L'ACCUEIL
DANS SON VASTE PARADIS
- ❖ TOUS MES AMIS ET UNE GRANDE DÉDICACE POUR NOUR EL
HOUDA, SAOUSAN, ROKIA, ROMAÏSSA, FOUAD, ANI ...ET TOUS
CEUX QUE JE N'AI PAS CITÉS MAIS QUE JE N'AI PAS OUBLIÉS ;
- ❖ À TOUS LES ÉTUDIANTS ET LES ÉTUDIANTES PROMOTION
2020/2021 ;

TOUKAL ICHRAK

Remercîment

Avant tout propos, nous remercions « Dieu » le tout puissant qui nous a donné la sagesse et le courage pour faire correctement ce modeste travail.

Toute ma gratitude à mon promoteur Mr AMMARI, A. pour sa disponibilité, professionnalisme, son aide et ses conseils en or malgré ses occupations.

Je remercie également les membres du jury qui me feront l'honneur d'évaluer et d'apprécier mon travail.

Puis, je tiens à exprimer ma profonde gratitude et mes vifs remerciements à Madame DEROUNI.F et madame CHENINI.L pour leurs aides et leurs conseils.

Ainsi que toutes mes gratitudes à l'ensemble des enseignants de l'ENSH qui m'ont éclairé, orienté et aidé durant toute ma formation ;

Je remercie également tout mes professeurs de la 1^{ère} année primaire jusqu'à la cinquième année universitaire.

Je remercie également les membres du jury qui me feront l'honneur d'évaluer et d'apprécier mon travail.

Toukal ichrak

ملخص :

إن الزيادة في الاستهلاك، وتوسيع المناطق الحضرية بالإضافة إلى مشاكل التدفق والضغط أثناء تقليص الحجم ، لها تأثير سلبي على إمدادات مياه الشرب لقرية دويات ؛ الهدف من مشروعنا "دراسة نظام الإمداد بمياه الشرب لقرية دوبييت (بلدية بني لحسن ، ولاية تيسمسيلت) هو إيجاد حلول لهذه المشاكل الرئيسية من خلال إجراء دراسة تشخيصية للحالة الحالية من أجل تحديد العيوب والأعطال في نظام إمداد مياه الشرب هذا ومن ثم العثور على مصدر جديد للإمداد من خلال إجراء مقارنة. دراسة واقتراح شبكة توزيع جديدة مع نظام حريق منفصل سيتم توفيرهما من الخزان الذي خططنا له من أجل تشغيل تقني جيد للنظام وتغطية جميع مناطق مياه الشرب.

Résumé :

L'augmentation de la consommation, l'extension des zones urbaines ainsi que les problèmes de débit et de pression lors de sous dimensionnement ont un impact négatif sur l'alimentation en eau potable C'est dans ce cadre que s'inscrit le thème de notre travail « Etude du système d'alimentation en eau potable du village de Douayette (commune de Béni lahcene ;W.Tissemsilt).

L'objectif principal de notre projet est de trouver des solutions à ces problèmes majeurs en passant par une étude diagnostic de l'état actuel, afin d'identifier les anomalies et les dysfonctionnements de ce système d'alimentation en eau potable puis trouver une nouvelle source d'alimentation en faisant une étude d'adduction et proposer un nouveau réseau de distribution avec système d'incendie séparé qui seront alimenté à partir d'un réservoir que nous avons projeté à fin d'avoir un bon fonctionnement technique du système et couvrir toute la localité concernée.

Abstract:

The increase in water needs due to, the extension of urban areas as well as flow and pressure problems during under sizing have a negative impact on the drinking water supply. our project intituled "Study of the drinking water supply system for the town of Douayette (commune of Béni lahcene; W. Tissemsilt). The main goal of our project is to find solutions to these major problems by going through a diagnostic study of the current state in order to identify the anomalies and malfunctions of this drinking water supply system, and then, find a new water sources of water supply by carrying out a water pipe from the neighboring town. Also, the study proposes a new distribution network with a separate fire defense system that will be supplied from a tank which will be planned, that structures are designed in order to have a good technical operation of the system and cover the whole town.

Sommaire

Introduction Générale

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude	2
I.1 Introduction :	3
I.2 La situation géographique :	3
I.3 Situation topographique :	5
I.4 Situation géologique :	5
I.4.1 Les terrains Ante-Triasiques :	5
I.4.2 Les terrains Triasiques :	5
I.4.3 Les terrains Jurassiques :	5
I.4.4 Les terrains Crétacés :	5
I.4.5 Les terrains Eocènes :	6
I.5 Situation climatologique :	6
I.5.1 Température :	6
I.5.2 Précipitations :	6
I.6 Situation hydrogéologique :	7
I.7 Situation hydrographique :	7
I.8 Situation hydraulique :	7
I.8.1 Système de production :	7
I.8.1.1 Source d'AIN KERCHA :	8
I.8.1.2 Source d'AIN TAGHIA :	8
I.8.2 Réseau de distribution :	9
I.8.3 Stockage :	9
I.9 Conclusion :	10
Chapitre II : Estimation des besoins en eau	11
II.1 Introduction :	12
II.2 Evolution de la population à l'horizon d'étude :	12
II.3 Evaluation de la consommation moyenne journalière :	13
II.4 Les besoins en eau potable :	13
II.5 Les besoins domestiques :	14
II.5.1 Les besoins des bornes fontaines :	14
II.5.2 Besoins en eau de la zone d'extension :	15
II.6 Les besoins des équipements :	15

II.6.1	Les besoins scolaires :	15
II.6.2	Les besoins sanitaires :	16
II.6.3	Les besoins Socioculturels :	16
II.6.4	Les besoins commerciaux :	17
II.6.5	Les besoins industriels :	17
II.7	Récapitulation de la consommation moyenne totale :	18
II.8	Conclusion :	19
Chapitre III : Caractérisation de la consommation en eau		20
III.1	Introduction :	21
III.2	Etude de la variation des débits journaliers :	21
III.3	Calcul des débits journaliers :	22
III.3.1	Estimation des pertes :	22
III.3.2	Débits maximums journaliers :	22
III.4	Détermination des débits horaires en fonction du nombre d'habitant :	23
III.5	Conclusion :	31
Chapitre IV : Diagnostic du réseau existant		32
IV.1	Introduction :	33
IV.2	Diagnostic du réseau existant :	33
IV.2.1	L'Objectif de l'étude de diagnostic :	33
IV.2.2	Etat Actuel du système existant :	33
IV.2.2.1	Source d'AIN KERCHA :	33
IV.2.2.2	Source d'AIN TAGHIA :	38
IV.2.2.3	Diagnostic physique du réseau d'alimentation :	41
IV.2.3	Diagnostic hydraulique du réseau existant :	42
IV.2.3.1	Calcul hydraulique du réseau de distribution existant :	42
IV.2.3.2	Résultats de simulation :	44
IV.2.4	Interprétation des résultats :	48
IV.2.5	Solution proposée :	48
IV.3	Conclusion :	49
Chapitre V : Etude de stockage		50
V.1	Introduction :	51
V.2	Emplacement des réservoirs :	51
V.3	Rôles des réservoirs :	51
V.4	Fonctions des réservoirs :	52
V.4.1	Fonctions techniques des réservoirs :	52
V.4.2	Fonctions économiques :	52

V.5	Classification des réservoirs :	52
V.5.1	Classification selon la situation des lieux :	52
V.5.2	Classification selon la forme géométrique :	52
V.5.3	Classification selon le matériau de construction :	53
V.5.4	Classification selon l'usage :	53
V.6	Entretien des réservoirs :	54
V.7	Principe de fonctionnement :	54
V.8	Détermination du volume des réservoirs :	54
V.8.1	Réservoirs :	54
V.8.2	Principe de calcul :	55
V.8.2.1	Dimensionnement du réservoir (R2) projeté de Douayette :	55
V.8.2.1.1	La méthode analytique :	55
V.8.2.1.2	Méthode graphique :	56
V.8.2.2	Dimensionnement du réservoir tampon :	59
V.9	Équipement du réservoir :	61
V.9.1	Conduite d'arrivée ou d'alimentation :	61
V.9.2	Conduite de départ ou de distribution :	62
V.9.3	Conduite de trop-plein :	63
V.9.4	Conduite de vidange :	63
V.9.5	Conduite By-pass :	64
V.9.6	Matérialisation de la réserve d'incendie :	65
V.10	Conclusion :	66
Chapitre VI	Adduction	67
VI.1	Introduction :	68
VI.2	Types d'adduction :	68
VI.2.1	Adduction gravitaire :	68
VI.2.2	Adduction par refoulement :	68
VI.2.3	Adduction mixte :	68
VI.3	Choix de tracé des conduites :	68
VI.3.1	Tracé en plan :	68
VI.3.2	Profil en long :	69
VI.3.3	Choix du type du matériau de la tuyauterie :	70
VI.4	Calcul hydraulique de la variante :	71
VI.4.1	l'adduction gravitaire :	71
VI.4.2	Adduction gravitaire :	71

VI.4.3	Dimensionnement du tronçon (réservoir béni lahcene de cote du radier (1095m) au cote trop plein du réservoir tampon projeté :	73
VI.4.4	Après ce calcul ; Les deux diamètres donnent des vitesses admissibles.....	74
VI.4.5	Dimensionnement du tronçon (réservoir tampon de cote du radier (1041m) au cote trop plein du réservoir projeté de béni lahcene projeté :	75
VI.5	Protection des conduites d'adduction contre le coup de bélier :	77
VI.5.1	Définition :	77
VI.5.2	Causes du coup de bélier :.....	77
VI.5.2.1	Risques dus aux coups de bélier :	78
VI.5.2.2	Protection contre le coup de bélier :.....	78
VI.6	Conclusion :.....	82
Chapitre VII : Dimensionnement du réseau.....		83
VII.1	Introduction :	84
VII.2	Les types de réseaux :.....	84
VII.2.1	Les réseaux maillés :	84
VII.2.2	Réseaux ramifie :.....	84
VII.3	Conception d'un réseau :	85
VII.4	Choix du type de matériaux :.....	85
VII.5	Calcul hydraulique du réseau de distribution pour l'horizon 2051 :.....	85
VII.5.1	Détermination des débits :.....	85
VII.6	Simulation hydraulique du réseau projeté :	88
VII.6.1	Répartition arbitraire des débits (Méthode de calcul) :	88
VII.6.2	Résultat de la simulation :	88
VII.6.3	Présentation du logiciel de calcul EPANET :	89
VII.6.4	Etapas d'utilisation d'EPANET :	89
VII.6.5	Principe du fonctionnement du logiciel EPANET :	89
VII.6.5.1	Fichier de données :	89
VII.6.5.2	Propriétés des nœuds de demande :	90
VII.6.5.3	Propriétés des tuyaux :	91
VII.6.5.4	Propriétés des réservoirs :	92
VII.7	Résultats de la simulation :.....	92
VII.7.1	État des Nœuds du Réseau :	92
VII.7.2	État des tançons du Réseau :	95
VII.7.3	Interprétation des résultats de simulation (village de Douayette):	97
VII.7.4	Résultats de la simulation du réseau projeté du village de Douayette avec un réducteur de pression :	97
VII.7.4.1	État des Nœuds du Réseau :	98

VII.7.4.2	État des tronçons du Réseau :	100
VII.8	Dimensionnement du réseau d'incendie :	102
VII.9	Conclusion :	103
Chapitre VIII	Management de projet.....	104
VIII.1	Introduction :	105
VIII.2	Différents travaux à entreprendre :	105
VIII.2.1	Travaux concernant Un système d'alimentation en eau potable (adduction et distribution) :	105
VIII.2.2	Travaux concernant les réservoirs :	105
VIII.2.3	Calcul des volumes des travaux de l'adduction et distribution :	106
VIII.2.3.1	Décapage de la couche végétale ou la couche du goudron :	106
VIII.2.3.2	Calcul du volume de la tranchée (déblai) :	107
VIII.2.3.3	Calcule du volume de lit de sable :	108
VIII.2.3.4	Calcule du volume de remblai :	109
VIII.2.3.5	Calcule de volume excédentaire :	110
VIII.2.4	Calcul des volumes des travaux des réservoirs R2 et réservoir tampon :	111
VIII.2.4.1	Volume du décapage :	112
VIII.2.4.2	Volume des déblais :	112
VIII.2.4.3	Volume de tout venant :	113
VIII.2.4.4	Volume de béton de propreté :	113
VIII.2.4.5	Calcul du volume de béton armé.....	114
VIII.2.4.6	Calcul du volume du remblai compacté :	117
VIII.3	Devis estimatifs et quantitatifs du projet:	118
VIII.4	Planification des travaux :	120
VIII.4.1	Elaboration du diagramme de GANTT :	120
VIII.5	Conclusion :	129

Liste des tableaux

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Tableau I.2 : Précipitation moyenne mensuelles (2017)	6
Tableau I. 3 : coordonnées des sources d'eau de la ville de DOUAYETTE	8
Tableau I. 4: coordonnées des bâches d'eau de la ville de DOUAYETTE.....	9

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

Tableau II.1 : la répartition de la population de Douayette.....	12
Tableau II. 2 : Tableau de nombre d'habitant à des horizons	13
Tableau II.3 : tableau d'estimation de la population en fonction de nombre d'habitant.....	14
Tableau II.4 : Besoins en eau domestique de la ville de DOUAYETTE	14
Tableau II.5 : Besoins des bornes fontaines de la ville de DOUAYETTE	15
Tableau II.6 : Besoins en eau domestique des cités RHB	15
Tableau II.7 : Besoins en eau scolaire de la ville de DOUAYETTE actuel (2021).....	15
Tableau II.8 : Besoins en eau scolaire de la ville de DOUAYETTE à l'horizon (2051).....	16
Tableau II.9 : Besoins en eau sanitaire de la ville de DOUAYETTE	16
Tableau II.10 : Besoins en eau socioculturel de la ville de DOUAYETTE.....	16
Tableau II.11 : Besoins en eau socioculturel de la ville de DOUAYETTE (2051)	17
Tableau II.12 : Besoins en eau des commerces de la ville de DOUAYETTE	17
Tableau II.13 : Besoins en eau industriels de la ville de DOUAYETTE à l'horizon (2051)...	17
Tableau II. 14: récapitulation des besoins de l'actuel et à l'horizon 2051Pour la ville de	18
Tableau II. 15 : les débit moyens journaliers de Douayette 1 et Douayette 2.....	18

Chapitre III : Caractérisation de la consommation en eau

Tableau III.1: débit moyen journalier avec les pertes du réseau supposées	22
Tableau III. 2: Tableau récapitulatif des débits minimums et maximums journaliers.	22
Tableau III.3 : variation des débits horaire en fonction de nombre d'habitant actuel (2021) de DOUAYETTE 1.....	24
Tableau III.4 : variation des débits horaire en fonction de nombre d'habitant actuel(2021) de DOUAYETTE 2.....	26
Tableau III. 5: variation des débits horaire en fonction de nombre d'habitant actuel(2051) de DOUAYETTE	28

Chapitre IV : Diagnostic du réseau existant

Tableau IV. 1 : tableau récapitulatif du système d'alimentation en eau existant.	41
---	----

Tableau IV. 2: Débit de pointe du village de Douayette pour l'actuel.....	42
Tableau IV. 3: Débit Route du village de Douayette pour l'actuel	42
Tableau IV. 4: Débit spécifique du village de Douayette pour l'actuel	43
Tableau IV. 5: Calculs de débits routes et nodaux du village de Douayette 1(réseau existant)	43
Tableau IV. 6: Calculs de débits routes et nodaux du village de Douayette 1(réseau existant)	44
Tableau IV. 7: Cotes piézométriques et pressions dans le réseau existant du village de Douayette 1et 2.....	44
Tableau IV. 8: Vitesses et pertes de charge dans le réseau existant du village de Douayette 1et 2.....	46

Chapitre V : Etude de stockage

Tableau V.1: Evaluation du volume résiduel du réservoir De Douayette.....	57
Tableau V.2: caractéristique du réservoir projeté de Douayette (R2)	58
Tableau V. 3: Dimensions du réservoir tampon.....	60

Chapitre VI : Adduction

Tableau VI. 1: Caractéristique de la conduite de (béni lahcene -réservoir tampon)	75
Tableau VI. 2: Caractéristique de la conduite de (réservoir tampon -réservoir projeté).....	77
Tableau VI. 3: Caractéristique des conduites d'adduction.....	79
Tableau VI. 4: Calcul de célérité d'onde	79
Tableau VI. 5: Les valeurs du temps de retour de l'onde.....	80
Tableau VI. 6: Calcul de surpression et dépression	80
Tableau VI. 7: les valeurs du coup de bélier	81

Chapitre VII : Dimensionnement du réseau

Tableau VII. 1: Calculs de débits routes et nodaux du village de Douayette (réseau projeté). 87	
Tableau VII. 2 Calculs de débits routes et nodaux du village de Douayette (Réseau projeté)(suit).....	88

Tableau VII. 3: Cotes piézométriques et pressions dans le réseau projeté du village de Douayette	93
Tableau VII. 4: Vitesses et pertes de charge dans le réseau projeté du village de Douayette..	95
Tableau VII. 5: Cotes piézométriques et pressions dans le réseau projeté du village de Douayette avec une vanne de stabilisation aval	98
Tableau VII. 6: Vitesses et pertes de charge dans le réseau projeté du village de Douayette avec une vanne de stabilisation aval.....	100
Tableau VII. 7: propriétés de la conduite d'incendie	102

Chapitre VIII : Managment de projet

Tableau VIII. 1: volume de la couche végétale ou goudron à décaper pour l'adduction Du village de Douayette	106
Tableau VIII. 2: volume de la couche végétale ou goudron à décaper pour le réseau de distribution du village de Douayette	107
Tableau VIII. 3: volume du déblai d'adduction du village de Douayette	108
Tableau VIII. 4: volume du déblai Du réseau de distribution de village de Douayette	108
Tableau VIII. 5: volume du lit de sable d'adduction du village de Douayette.....	109
Tableau VIII. 6: volume du lit de sable du réseau de distribution du village de Douayette ..	109
Tableau VIII. 7: Volume du remblai d'adduction du village de Douayette.....	110
Tableau VIII. 8: Volume du remblai du réseau de distribution du village de Douayette	110
Tableau VIII. 9: Volume de l'excédentaire d'adduction du village de Douayette.....	111
Tableau VIII. 10: volume de l'excédentaire du réseau de distribution du village de Douayette	111
Tableau VIII. 11: volume de décapage des réservoirs	112
Tableau VIII. 12: volume de décapage des déblais des réservoirs.....	113
Tableau VIII. 13: volume de tout venant des réservoirs	113
Tableau VIII. 14: volume de béton de propreté des réservoirs	114
Tableau VIII. 15: Volume de béton armé des éléments du réservoir R2	114
Tableau VIII. 16: volume de béton armé des éléments du réservoir tampon.....	115
Tableau VIII. 17: Calcul du volume de béton armé de la chambre de manœuvre du réservoirR2	116
Tableau VIII. 18: Calcul du volume de béton armé de la chambre de manœuvre du réservoir tampon.....	116
Tableau VIII. 19: volume de béton de propreté des réservoirs	117
Tableau VIII. 20: volume des travaux du réservoir R2	117
Tableau VIII. 21: Tableau des devis estimatifs et quantitatif du projet	118
Tableau VIII. 22Tableau des devis estimatifs et quantitatif du projet(suite)	119
Tableau VIII. 23: Planification selon la méthode de GANTT pour l'adduction.....	121
Tableau VIII. 24Diagramme de GANTT pour l'adduction	122
Tableau VIII. 25: Planification selon la méthode de GANTT pour le réseau de distribution	123
Tableau VIII. 26: Diagramme de GANTT pour le réseau de distribution	124
Tableau VIII. 27: Planification selon la méthode de GANTT du réservoir R2	125
Tableau VIII. 28: Diagramme de GANTT du réservoir R2	126

Tableau VIII. 29: Planification selon la méthode de GANTT du réservoir Tampon.....	127
Tableau VIII. 30: Diagramme de GANTT du réservoir Tampon	128

Liste des figures

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Figure I.1 : Situation géographique de la commune de BENI LAHCENE.....	4
Figure I.2 : Image satellitaire non traité de la localité de DOUAYETTE (2021)	4
Figure I.4: courbe de variation des précipitation moyenne mensuelle.....	6
Figure I.5 : Image satellitaire de situation des sources de Douayette	8

Chapitre III : Caractérisation de la consommation en eau

Figure III.2 : Histogramme de la variation de la consommation journalière de l'horizon actuel pour DOUAYETTE 1.	25
Figure III. 3 : Courbe intégrale de la variation de la consommation journalière de l'horizon actuel pour DOUAYETTE 1.....	25
Figure III. 4: Histogramme de la variation de la consommation journalière de l'horizon actuel pour DOUAYETTE 2.	27
Figure III.5 : Courbe intégrale de la variation de la consommation journalière de l'horizon actuel pour DOUAYETTE 1.....	27
Figure III. 6:Graphique de consommation de la ville de DOUYETTE(2051).....	29
Figure III. 7: Courbe intégrale de consommation (2051).....	29

Chapitre IV : Diagnostic du réseau existant

Figure IV.1: Photo de l'extérieur de la bache plus la station de pompage d'AIN KERCHA ..	34
Figure IV.2 : Photo de l'extérieur (postérieure) de la bache plus la station de pompage	35
Figure IV.3 : Etat actuel de la Conduite du trop-plein de la bache de la station (Source :BET.Tissemsilt) (13.01.2021)	35
Figure IV. 4 : Photo de l'intérieur de la station de pompage (BET.Tissemsilt) (13.01.2021).	36
Figure IV. 5 : Photo de la trappe d'accès de la bache de la station (BET.Tissemsilt) (13.01.2021)	36
Figure IV. 6 : photo du disjoncteur et l'automate de démarrage des pompes immergées (BET.Tissemsilt) (13.01.2021).....	37
Figure IV. 7 : Bache de 18 m ³ (BET.Tissemsilt) (13.01.2021).....	37

Figure IV.8 : Photo de l'extérieur du captage d'AIN TAGHIA (BET.Tissemsilt) (13.01.2021)	38
Figure IV. 9 : Photo de l'intérieur du captage (BET.Tissemsilt) (13.01.2021)	39
Figure IV. 10 : Borne Fontaine devant la bache de 50 m ³ saboté (BET.Tissemsilt) (13.01.2021)	39
Figure IV. 11 : Tracé de la conduite en PEHD DN 40 mm vers la bache de 50 m ³	40
Figure IV. 12 : l'extérieur de la bache de 50 m ³	40
Figure IV.13: Résultat de simulation du réseau existant Du village de douayette	45
Figure IV.14 : Résultat de simulation du réseau existant Du village de douayette	47

Chapitre V : Etude de stockage

Figure V.1 : Réservoir rectangulaire 1	53
Figure V.2:Réservoir rectangulaire 2	53
Figure V.3 : Réservoir rectangulaire 3	53
Figure V.4 Arrivée par sur survers (Chute libre)	61
Figure V.5 : Arrivée par verse	61
Figure V.6 : Arrivée par dessous (Par le fond)	61
Figure V. 7 : Arrivée par-dessous	61
Figure V. 8: Conduite de départ	63
Figure V.9: Conduite de vidange et de trop plein.	64
Figure V. 10: conduite by-pass	64
Figure V. 11: Matérialisation de la réserve d'incendie	65

Chapitre VII : Dimensionnement du réseau

Figure VII. 1: L'interface du logiciel Epanet	89
Figure VII. 2: Boite de dialogue	90
Figure VII. 3: Propriétés du nœud	91
Figure VII. 4: Propriétés de tuyau	91
Figure VII. 5: Propriété du réservoir	92
Figure VII. 6: Résultat de simulation 2051 Du village de douayette (pressions et vitesses)	94
Figure VII. 7: Résultat de simulation 2051 Du village de douayette (Vitesse et perte de charge)	96
Figure VII. 8: propriétés de la vanne de stabilisation aval	97

Figure VII. 9: Résultat de simulation 2051 Du village de douayette Avec vanne de stabilisation aval (Pressions et vitesses).....	99
Figure VII. 10: Résultat de simulation 2051 Du village de douayette avec une vanne de stabilisation aval (Vitesse et pression)	101

Chapitre VIII : Managment de projet

Figure VIII. 1: Schéma de la tranchée.....	107
Figure VIII. 2: Réseau a nœuds pour l'organisation de l'exécution des travaux de réalisation De l'adduction.....	121
Figure VIII. 3: Réseau a nœuds pour l'organisation de l'exécution des travaux de réalisation du réseau de distribution	123
Figure VIII. 4: Réseau a nœuds pour l'organisation de l'exécution des travaux de réalisation du réservoir R2	125
Figure VIII. 5: Réseau a nœuds pour l'organisation de l'exécution des travaux de réalisation du réservoir R2	127

LISTE DES PLANCHES

1. Tracé existant du système d'alimentation en eau potable du village de Douayette ;
2. Les ouvrages annexe projeté ;
3. Tracé d'adduction ;
4. Profil en long de l'adduction ;
5. Tracé du nouveau réseau de Distribution ;

Introduction générale

Le système d'alimentation en eau potable est l'ouvrage qui fera transmettre les débits relatifs aux besoins d'eau avec une pression satisfaisante aux abonnés, c'est pour cela que son dimensionnement doit obéir à des règles techniques très strictes sans oublier l'aspect économique.

La région d'étude est un village se situe dans la commune de béni lahcene wilaya de tissemstilt nommé Douyette , il enregistre 1200 habitants en actuel. Le village de Douayette souffre depuis longtemps de manque d'eau potable ou les habitant sont toujours obligés de payer des citernes d'eau surtout dans la période d'été la souffrance s'augmente, car les sources qui alimentent le village depuis longtemps ne suffisent plus car le nombre d'habitants à sensiblement augmenter ainsi que le confort de vie. Le sources en question ont également souffert de la sécheresse, où le débit a diminué surtout durant l'été.

Vu la faiblesse des sources et le mauvais dimensionnement du réseau de distribution qui alimente notre village Douayette on a dû prévoir une adduction qui alimente le village à partir du chef-lieu de la commune de Beni Lahcene à 5 km, ainsi que le dimensionnement d'un nouveau réseau car celui existant ne répond plus aux exigences techniques, afin de garantir une source permanente qui sera distribuée aux abonnés avec le respect total des exigences techniques.

Notre travail ça sera donc sur l'étude de système d'alimentation en eau potable du centre de Douayette(C.béni lahcene ;W.Tissemstilt) après détermination des déférentes besoins pour L'actuel et à l'horizon 2051.

Chapitre I :

**Présentation de la zone
d'étude**

I.1 Introduction

L'objectif de cette étude est de collecter l'ensemble des données de base nécessaires et utiles pour l'élaboration de la distribution d'eau potable de la ville ainsi que pour préciser l'aperçu général sur les caractéristiques de la commune en donnant une présentation générale du village d'OUAYETTE et qu'est les situations pour connaître comment alimenter en eau potable. Ces situations sont :

- La situation géographique.
- La situation topographique.
- La situation géologique.
- La situation climatique.
- La situation hydraulique.

L'alimentation en eau des zones rurales est d'autant plus difficile que les zones urbaines, du point de vue de la mobilisation de la ressource et de l'estimation des besoins et des dotations qui diffèrent d'une zone à l'autre.

Le village Douayette est une zone probable d'extension urbaine, vu les terrains communaux disponibles et qui peuvent accueillir plusieurs projets comme il va être expliqué par la suite.

I.2 La situation géographique

Le village Douayette est situé dans le territoire de la commune de BENI-LAHCENE, celle-ci est une commune de la wilaya de TISSEMSSILT, elle est affiliée à la daïra de BORDJ-BOUNAAMA.

La commune de BENI-LAHCENE est délimitée comme suit :

- Au nord par les communes de BORDJ-BOUNAAMA et SIDI SLIMANE.
- Au sud par les communes d'OULED BESSEM et SIDI ABED.
- A l'EST par les communes de BENI CHAIB.
- A l'ouest par la commune de LARDJEM.

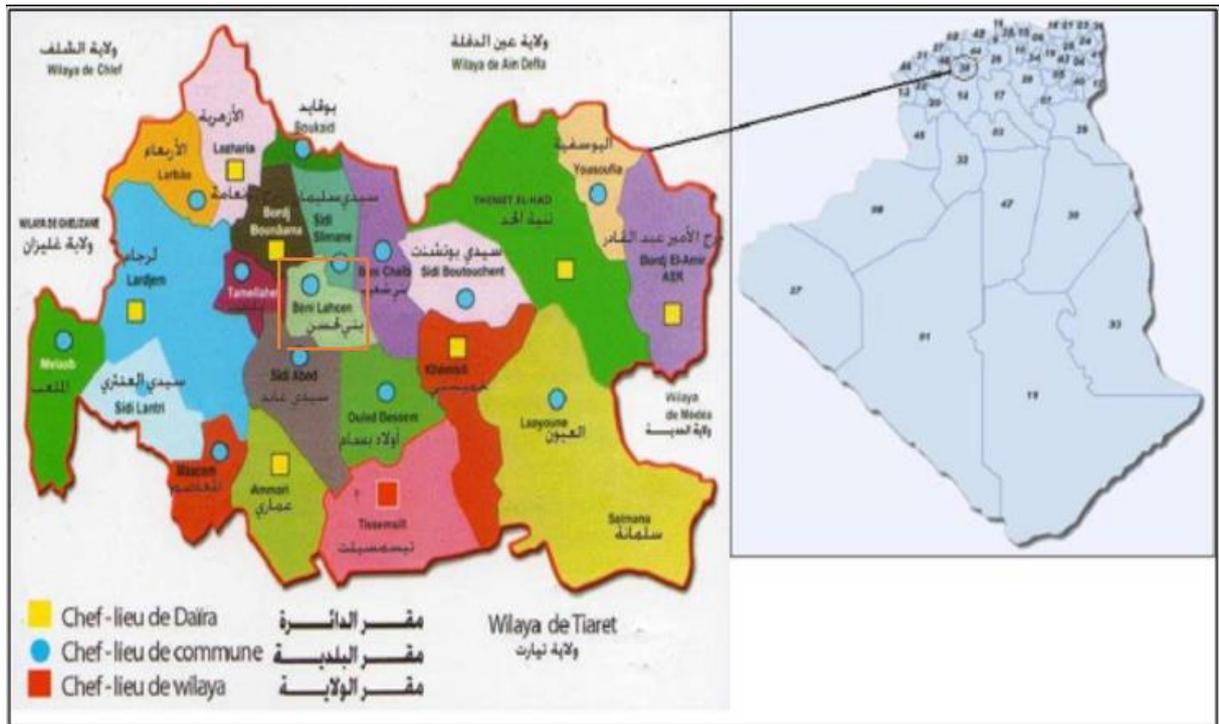


Figure I.1 : Situation géographique de la commune de BENI LAHCENE

Notre zone étude est située dans la partie ouest de la commune de BENI-LAHCENE, proche du chef-lieu de la commune de SID ABED.

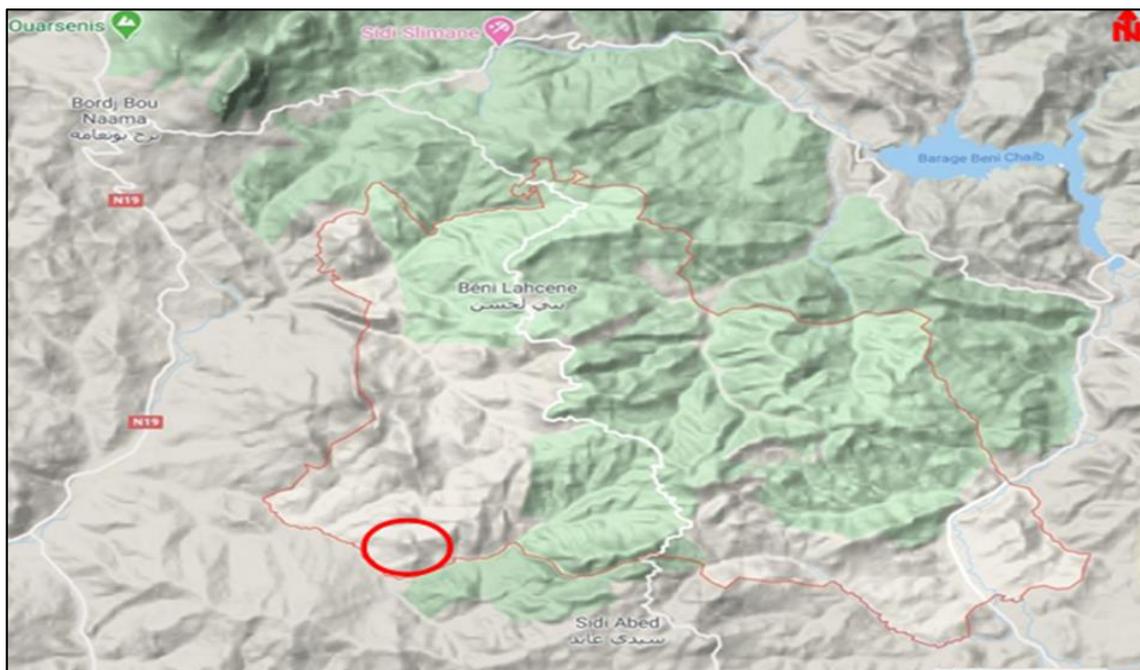


Figure I.2 : Image satellitaire non traité de la localité de DOUAYETTE (2021)

I.3 Situation topographique

L'altitude varie entre un minimum de 600 mètres et un maximum de 950 mètres pour une altitude moyenne de 825 mètres et couvre une superficie de 600 hectares soit 6km².

La région est caractérisée par un relief accidenté où on trouve des chaabas, des terrains avec des pentes escarpées qui rend la projection du réseau plus difficile.

I.4 Situation géologique

Les terrains sédimentaires dans la région de l'Ouarsenis sont datés de l'âge Trias (Les terrains les plus anciens), à l'âge Quaternaire (les terrains les plus récents).

✓ Les terrains Ante-Triasiques

Ces terrains n'apparaissent qu'à l'état de lambeaux exigus, parfois ces blocs peuvent être emballés dans le complexe triasique. Ces terrains renferment :

- le granite semble aussi former des filons dans les gypses.
- des roches gneissiques peuvent être observées.

✓ Les terrains Triasiques

Le Trias de l'Ouarsenis n'a pas fourni de fossiles. Cependant les matériaux qui constituent ces affleurements sont les mêmes et identiques à ceux du Trias le plus typique ; dans sa totalité est représenté par des gypses et cargneules qui constituent des coupes pelées arides, au sol raboteux, les calcaires et dolomies sont emballés au milieu de ces roches.

✓ Les terrains Jurassiques

Ils forment en quelque sorte l'ossature de l'Ouarsenis. Leurs affleurements n'apparaissent que dans des zones bien localisées. Les terrains jurassiques étaient représentés seulement par deux étages (lias et oxfordien). Toute la série du jurassique est présentée dans ce secteur et exclusivement dans le Grand Pic (Kef Sidi Amar).

✓ Les terrains Crétacés

- Le Néocomien.
- Le Barrémo-aptien.
- L'Albo-aptien.
- L'Albien-Clyansayésien.
- Le Cénomaniens et le Turonien.
- Le Sénonien et le Danien.

- ✓ **Les terrains Eocènes**
 - L'Eocène inférieur.
 - L'Eocène moyen et supérieur.

I.5 Situation climatologique

✓ **Température**

La température moyenne annuelle est de 15.5°C.

✓ **Précipitations**

Les précipitations sont très irrégulières de quelques jours pendant les saisons pluvieuses à des chutes torrentielles en quelques heures. Ces zones regroupées se caractérisent par l'importance relative des totaux pluviométriques ;le tableau ci-dessous présente la précipitation maximal de l'année 2008 jusqu'à l'année 2019.

Tableau I.1 : Précipitation annuelle

Mois	2008	2009	2010	2011	2012	2013	2014	2015	2016	2017	2018	2019
Précipitation(mm)	31.5	36.4	31.1	44.7	26.4	26.9	43.5	50.8	79.1	50.5	28.4	31

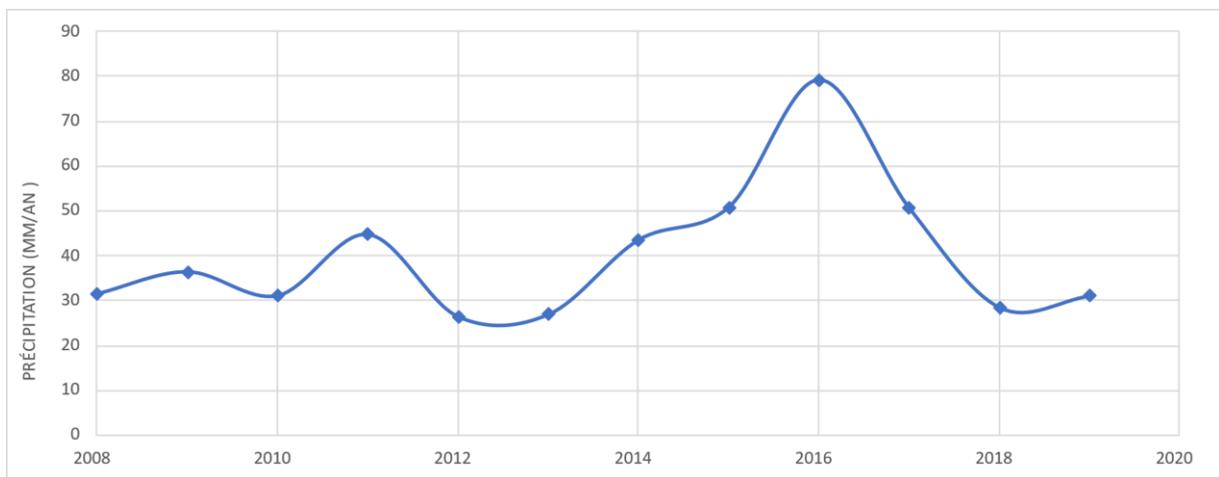


Figure I.3: courbe de variation des précipitation moyenne mensuelle

I.6 Situation hydrogéologique

L'analyse des cartes topographique et géologique, nous a permis de constater que certaines zones culminantes dans la région de Bordj Bounâama et Béni Lahcene peuvent constituer un réservoir d'eau souterraine, ce qui explique la présence de certaines sources locales qui sont rarement pérennes, et dont les débits sont très faibles surtout avec la sécheresse.

Les eaux provenant des précipitations pluviométriques ou nivologiques s'infiltrent à travers les fissures pour former un stock d'eau qui réapparaît au niveau des exutoires tout en aval. L'emmagasinement de l'eau ainsi que son écoulement est contrôlé essentiellement par : la topographie, la nature lithologique des terrains traversés et le socle marneux et schisteux sur lequel ces eaux reposent ou bien elles s'enfoncent.

La fraction qui fait l'objet de cette étude repose sur une épaisse série marneuse et marno-calcaire d'âge crétacé (Cénomaniens-Albiens), ce qui signifie l'inexistence d'un Aquifère pour les eaux souterraines. Alors que les eaux superficielles observées au niveau du lit de l'oued à faible profondeur, sont des eaux qui proviennent essentiellement des sources situées en amont de la zone d'étude (aux zones culminantes) ensuite elles coulent vers les cours d'eau et alimentent les alluvions actuelles des oueds, et aussi elles résultent des infiltrations efficaces des précipitations au niveau des éboulis de pente observés dans la partie Ouest de la zone d'étude.

I.7 Situation hydrographique

Le réseau hydrographique de la ville de DOUAYETTE est constitué d'un oued (chaâba) qui présente un régime d'écoulement irrégulier. S'écoulant principalement durant les périodes des crues.

I.8 Situation hydraulique**✓ Système de production :**

Dans l'évaluation des besoins de la production, il faut prendre en charge tous les besoins qui sont liés à cette ressource.

La localité de DOUAYETTE est alimentée par deux sources :



Figure I.4 : Image satellitaire de situation des sources de Douayette

I.8.1.1 Source d’AIN KERCHA

La source d’AIN KERCHA qui est captée au niveau d’une source superficielle par un ouvrage de captage.

Cette source alimente une partie de la localité de DOUAYETTE avec un débit de production de 1.18 l/s mesuré sur site.

I.8.1.2 Source d’AIN TAGHIA

La source d’AIN TAGHIA qui est captée au niveau d’une source superficielle alimente une partie de la localité de Douayette avec un débit de production de 0.18 l/s mesuré sur site.

Le tableau suivant montre les coordonnées de chaque source d’eau :

Tableau I. 2 : coordonnées des sources d’eau de la ville de DOUAYETTE

(Système de projet UTM NA)

Ouvrages	Désignation	X(m)	Y(m)	Z(m)
Captage AIN KERCHA	Source d’eau captée	379095.2104	3957822.0547	744,00
bâche + SP AIN KERCHA	Pompage	379077.741	3957877.503	740,00
Captage AIN TAGHIA	Source d’eau captée	379687.399	3959573.731	857.04

Source : DRE Tissemsilt

✓ Réseau de distribution

La distribution se fait à partir des bâches vers les habitants et les équipements du village de Douayette.

✓ Stockage

Le stockage est assuré par trois bâches dont les coordonnées sont données par le tableau :

Tableau I. 3: coordonnées des bâches d'eau de la ville de DOUAYETTE**(Système de projection UTM NA)**

Ouvrages	Localisation	Capacités	X (m)	Y(m)	Z(m)
Bâche 1	AIN KERCHA	18m ³	379195.26	3958624.244	833.524
Bâche 2	AIN KERCHA	12m ³	378970.781	3959063.896	809.613
Bâche 3	AIN TAGHIA	50m ³	379610.196	3959700.305	847,49

I.9 Conclusion

Dans ce chapitre nous avons donné un aperçu sur la ville de DOUAYETTE, nous connaissons la topographie et l'étude hydrogéologique qui nous a permis de constater que d'une façon générale la lithologie de cette région est constituée par des terrains imperméables (marnes, marno-calcaires, schistes,...), ce qui rend cette zone dépourvue d'un réservoir d'eau souterraine, en absence d'un aquifère. Donc, il n'y a pas de possibilité pour l'implantation d'un forage profond.

Le village en question souffre d'un manque d'eau terrible, la plupart des habitants s'alimentent par des citernes surtout durant la saison estivale. Les données géologiques montrent qu'il y a un potentiel hydrique à exploiter avec le curage des sources afin d'augmenter les débits et explorer d'autres sources d'approvisionnement.

Ainsi que l'état actuel du système d'alimentation en eau potable. Ces données de base nous permettent d'élaborer notre travail pour résoudre tous les problèmes de l'agglomération

Chapitre II :

Estimation des besoins en eau

II.1 Introduction

Les besoins en eau potable d'une agglomération dépendent du mode de vie de la population. Le calcul des besoins que ce soit pour l'agglomération ou l'agriculture, exige une fixation impérative des normes de consommations unitaires qui doivent rester valables tant que les critères, qui ont contribué à l'établissement de ces normes restent inchangés.

En règle générale, les normes objectives résultent de l'adéquation des critères sociopolitiques et socioéconomiques, qui procèdent à la fois de :

- ✓ La volonté des pouvoirs publics qui fixent pour chaque période de planification les objectifs qualitatifs et quantitatifs.
- ✓ Des ressources en eau susceptibles d'être mobilisées pour satisfaire qualitativement et quantitativement, les besoins en eau pour la consommation.

II.2 Evolution de la population à l'horizon d'étude

Le village de DOUAYETTE croit à un rythme d'environ 1.79 % (D'après les données statistiques de la wilaya de TISSEMSSILT prise du document PNEUD)

Le nombre d'habitants dans le futur est estimé par la formule suivante :

$$P_n = P_0 * (1+\alpha)^n \dots\dots\dots(I. 1)$$

P_n : population à l'horizon de calcul (2051) ;

P_0 : population à l'année de recensement (2021) ;

α : taux d'accroissement démographique.

n : nombre d'années séparant l'année de recensement et l'horizon de calcul.

Le tableau suivant nous donne la répartition de la population de Douayette :

Tableau II.1 : la répartition de la population de Douayette

Villages	Nbr D'habitants
Douayette 1	950
Douayette 2	250
TOTAL	1200

Tableau II. 2 : Tableau de nombre d'habitant à des horizons

DOUAYETTE 1				
Horizon	Actuel	Cours terme	Moyen terme	Long terme
	2021	2031	2035	2051
Population (hab)	1200	1433	1538	2043

II.3 Evaluation de la consommation moyenne journalière

Afin d'estimer la consommation moyenne journalière d'une agglomération, il est nécessaire

De calculer les besoins en eau potable des différents secteurs existants et projetés.

La consommation moyenne journalière est donnée par la formule suivante :

$$Q_{\text{moy.j}} = \frac{q_i \times N_i}{1000} \text{ (m}^3\text{/j)} \dots\dots\dots \text{(II.2)}$$

Avec :

$Q_{\text{moy.j}}$: Consommation moyenne journalière (m³/j).

N_i : nombre de consommateurs dans chaque catégorie.

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

II.4 Les besoins en eau potable

Les réseaux publics de distribution d'eau doivent satisfaire les besoins en eau domestiques, ceux des services publics, et une partie des besoins agricoles et industriels. L'évaluation des quantités d'eau nécessaire ne peut se faire en toute certitude, car chaque catégorie de besoins en eau dépend de nombreux paramètres dont l'évaluation dans le temps est difficile à préciser.

il est très important de déterminer la quantité nécessaire qui se fait non dans l'absolue, mais en relation avec le climat, le mode de vie , les conditions locales , les usages divers que l'on fait de l'eau...etc.

II.5 Les besoins domestiques

Les besoins en eau domestique dépendent essentiellement du développement des installations sanitaires et les habitudes de la population et suivant la norme d'hygiène.

De ce fait, Soient les dotations illustrées dans le Tableau ci-dessous en fonction de la population :

Tableau II.3 : tableau d'estimation de la population en fonction de nombre d'habitant

Population	Dotation
P < 2000	125
2000 < P < 20.000	150-200
20.000 < P < 100.000	200-300
P > 100.000	300-400

D'après le tableau la dotation des besoins domestique est de 125 l/j/hab, mais on va la majoré à 150 l/j/hab, car il a été constaté que les habitations éparsent consomment plus d'eau dans les tâches ménagères à cause des superficies habitables sont plus importante.

Tableau II.4 : Besoins en eau domestique de la ville de DOUAYETTE

Années	Nombre d'habitant (2051)	Dotation(l/j/hab)	Débit (m³/j)
Actuel (2021)	1200	150	180
Horizon (2051)	2043	150	306.45

✓ Les besoins des bornes fontaines

Chaque une des deux bornes fontaines sont équipés deux robinets et sachant que la vitesse moyenne de l'écoulement dans les conduites est de 1.5m/s, les vannes sont alimentées par un diamètre 20mm (intérieur) donc on aura un débit moyen de 0.5 l/s par robinet. En supposant que les fontaines sont utilisées seulement 12 heures par jour.

Tableau II.5 : Besoins des bornes fontaines de la ville de DOUAYETTE

Bornes fontaines	Nombre	Débit (m ³ /j)	Débit totale(m ³ /j) (2021)	Débit totale(m ³ /j) (2051)
	2 (4robinet)	86.4	266.4	392.85

NB : Les bornes fontaines font partie de la culture du village, de ce fait il est recommandé par les autorités locales de les maintenir.

✓ **Besoins en eau de la zone d’extension**

Un projet de construction de deux cités RHB (résorption de l’habitat précaire) sera très probablement lancé dans le cadre du plan de développement rural de la commune, ces derniers composent de 50 Logements, suivant les recommandations du ministère de l’habitat ; chaque logement accueillera 6 personnes.

Tableau II.6 : Besoins en eau domestique des cités RHB

	Nombre	Nombre d’habitant	Dotation	Q _{moyj} (m ³ /j)
RHB	2	300	150	90

II.6 Les besoins des équipements

✓ **Les besoins scolaires**

En ce qui concerne les besoins scolaires actuel (2021) est représenté dans le tableau suivant :

Tableau II.7 : Besoins en eau scolaire de la ville de DOUAYETTE actuel (2021)

Équipement	Nombre	Dotation l/j/élevés	Unité	Nombre	Q _{moyj} (m ³ /j)
Écoles	2	10	Elève	174×2	3.48

A l’horizon 2051 ; un CEM sera construit à la localité de Douayette .

Tableau II.8 : Besoins en eau scolaire de la ville de DOUAYETTE à l'horizon (2051)

Equipement	Nombre	Dotation l/j/élèves	Nombre	Q _{moyj} (m ³ /j)
Écoles	2	10	174× 2	3.48
CEM	1	10	450	4.5
Σ				7.98

✓ **Les besoins sanitaires**

Les besoins sanitaires sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau II.9 : Besoins en eau sanitaire de la ville de DOUAYETTE

Equipement	Nombre	Dotation l/j/personne	Unité	Nombre	Q _{moyj} (m ³ /j)
Centre de santé de Douayette 2	1	10	Patient	50	0.5

✓ **Les besoins Socioculturels**

Dans le tableau suivant on représente les besoins socioculturels actuel (2021) :

Tableau II.10 : Besoins en eau socioculturel de la ville de DOUAYETTE

Equipement	Nombre	Dotation l/j/ fidèle	Unité	A _{moy} (m ³ /j)
Mosquée	2	5	400× 2	4

Un centre sportif sera projeté à l'horizon 2051 constitué d'un stade, aire jeu et salle omni sport.

Donc les besoins socioculturels à l'horizon 3051 sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau II.11 : Besoins en eau socioculturel de la ville de DOUAYETTE (2051)

Equipement	Nombre	Dotation	Unité de surface (m ²)	Qmoyj (m ³ /j)
Mosquée	2	5 l/j/ m ²	400× 2	4
Stade	1	25 l/j/ m ²	7000	175
Aire de jeux	1	5 l/j/ m ²	900	4.5
Salle omni sport	1	5 l/j/ m ²	1000	5
Σ				188.5

✓ **Les besoins commerciaux**

Les besoins commerciaux sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau II.12 : Besoins en eau des commerces de la ville de DOUAYETTE

Equipement	Nombre	Dotation l/j/unité	Unité	Qmoyj (m ³ /j)
Cafétéria	2	10	325× 2 m ²	13
Supérette	2	5	450 m ²	4.5
Boulangerie	1	5	1000 baguettes	5
Σ				22.5

✓ **Les besoins industriels**

Actuellement, il n'existe aucune unité industrielle dans **DOUAYETTE** Pour l'actuel mais pour l'horizon on va ajouter une unité de production (fromagerie).

L'usine de fromagerie utilise 5000 l de lait par jour avec une dotation de 5l/j/lait traité sachant que chaque 1l de lait besoin 2l d'eau.

Tableau II.13 : Besoins en eau industriels de la ville de DOUAYETTE à l'horizon (2051)

Equipement	Nombre	Dotation (l/L lait/j)	Qmoyj (m ³ /j)
Fromagerie	10000 l de lait traité	5l/j/lait traité	50

II.7 Récapitulation de la consommation moyenne totale

Après l'étude détaillée des besoins, dressons un tableau récapitulatif pour calculer le Débit total nécessaire pour l'actuel et à l'horizon :

Tableau II. 14: récapitulation des besoins de l'actuel et à l'horizon 2051 Pour la ville de

Type des besoins	Consommation moyenne journalière (m ³ /j) actuelle	Consommation moyenne journalière (m ³ /j) 2051
Domestique	266.4	392.85
Besoin scolaire	3.48	7.98
Besoin commercial	22.5	22.5
Besoin socioculturel	4	188.5
Besoin industriel	0	50
Totale des besoins	296.38	661.83

NB : Comme le village de Douayette est divisé en deux sous villages (selon le tracé du réseau existant) Douayette 1 et 2 .La majorité d'habitations se localise dans douayette 1 et le reste d'habitant se trouvé à dans Douayette 2 (voir planche N° ...) donc on suppose que La consommation moyenne journalière actuelle de la ville de Douayette 2 est de un tiers de la consommation moyenne journalière totale dans l'actuel, cette estimation à été faite en fonction du nombre d'habitations recensées dans chaque zones. Donc on résume dans le tableau ci-dessous :

Tableau II. 15 : les débit moyens journaliers de Douayette 1 et Douayette 2.

Localité	Consommation moyenne journalière (m ³ /j) actuel
DOUAYETTE 1	197.59
DOUAYETTE2	98.79

II.8 Conclusion

Dans ce chapitre nous avons estimé les besoins en eau moyens journaliers pour chaque type de consommateur de la localité de DOUAYETTE à l'actuel (2021) et à l'horizon (2051) avec un débit moyen journalier total actuel (2021) égale à $296.38 \text{ m}^3/\text{j}$ et pour l'horizon (2051) égale à $661.83.83 \text{ m}^3/\text{j}$

Ce qui nous permettra de calculer les débits maximums horaires pour chaque horizon et faire les simulations requises.

Chapitre III :

Caractérisation de la consommation en eau

III.1 Introduction

La variation des débits journaliers et horaires dépend de régime de consommation de l’agglomération pour qu’on puisse étudier le régime travail de tout le système d’alimentation en eau potable actuel et à l’horizon

III.2 Etude de la variation des débits journaliers

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

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

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

Ces débits sont donnés par les formules suivantes :

$$Q_{maxj} = Q_{moyj} \times K_{maxj} \quad (m^3/j) \dots\dots\dots (III. 1)$$

$$Q_{minj} = Q_{moyj} \times K_{minj} \quad (m^3/j) \dots\dots\dots (III. 2)$$

Avec :

Q_{moyj} : débit moyen journalier (m^3/j)

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

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

K_{maxj} : coefficient d’irrégularité maximum, ce coefficient varie entre 1,1 et 1,3 ;

K_{minj} : coefficient d’irrégularité minimum, ce coefficient varie entre 0,7à 0,9 ;

III.3 Calcul des débits journaliers

✓ **Estimation des pertes**

En ajoutant les pertes (dans les ouvrages et les réseaux, branchements illégaux, lavages des rues et irrigation des espaces verts etc...) qui sont estimées égale à 15 % du débit moyen journalier Q_{moyj} pour un réseau moyennement entretenu.

Tableau III.1: débit moyen journalier avec les pertes du réseau supposées.

Horizons	$Q_{moyj}(m^3/j)$	Pertes (%)	$Q_{moyj}(m^3/j)$
Actuel (2021) DOUAYETTE1	197.59	15%	296.39
Actuel (2021) DOUAYETTE2	98.79	15%	148.19
Long terme (2051)	661.83	15%	761.10

✓ **Débits maximums journaliers**

Les débits maximums journaliers égal à :

$$Q_{maxj} = Q_{moyj} \times K_{maxj}$$

$$Q_{minj} = Q_{moyj} \times K_{minj}$$

En prenant : $K_{maxj} = 1.2$

$K_{minj} = 0.8$

Tableau III. 2: Tableau récapitulatif des débits minimums et maximums journaliers.

Horizons	$Q_{moyj}(m^3/j)$	K_{maxj}	K_{minj}	$Q_{minj}(m^3/j)$	$Q_{maxj}(m^3/j)$
Actuel DOUAYETTE1	296.39	1.2	0.8	237.11	355.67
Actuel DOUAYETTE2	148.19	1.2	0.8	118.55	177.83
Horizon d'étude (2051)	761.10	1.2	0.8	608.88	913.32

III.4 Détermination des débits horaires en fonction du nombre d'habitant

La détermination de débit de pointe dépend du nombre d'habitant, de régime de consommation et aussi de degré de développement des installations sanitaire ; ceci nous permet de connaître les heures dans lesquelles la consommation est maximale en prenant en compte du coefficient d'irrégularité a fin de dimensionné le réseau de distribution.

A partir du tableau de la variation horaire en fonction du nombre d'habitant : On choisit la répartition qui varie de moins de 10000 (car le nombre d'habitant de notre localité est de 1200 à l'année 2021 et 2043 pour 2051), la répartition est illustrée dans le tableau ci-dessous :

**Tableau III.3 : variation des débits horaire en fonction de nombre d'habitant actuel
(2021) de DOUAYETTE 1.**

Heures	C _h (%)	Q _h (m ³ /h)	C _h (%)Cumulé	Q _h (m ³ /h)
0-1	1%	3,5567	1%	3,5567
1_2	1%	3,5567	2%	7,1134
2_3	1%	3,5567	3%	10,6701
3_4	1%	3,5567	4%	14,2268
4_5	2%	7,1134	6%	21,3402
5_6	3%	10,6701	9%	32,0103
6_7	5%	17,7835	14%	49,7938
7_8	6,50%	23,11855	21%	72,91235
8_9	6,50%	23,11855	27%	96,0309
9_10	5,50%	19,56185	33%	115,59275
10_11	4,50%	16,00515	37%	131,5979
11_12	5,50%	19,56185	43%	151,15975
12_13	7%	24,8969	50%	176,05665
13-14	7%	24,8969	57%	200,95355
14-15	5,50%	19,56185	62%	220,5154
15-16	4,50%	16,00515	67%	236,52055
16-17	5%	17,7835	72%	254,30405
17-18	6,50%	23,11855	78%	277,4226
18-19	6,50%	23,11855	85%	300,54115
19-20	5%	17,7835	90%	318,32465
20-21	4,50%	16,00515	94%	334,3298
21-22	3%	10,6701	97%	344,9999
22-23	2%	7,1134	99%	352,1133
23-24	1%	3,5567	100%	355,67

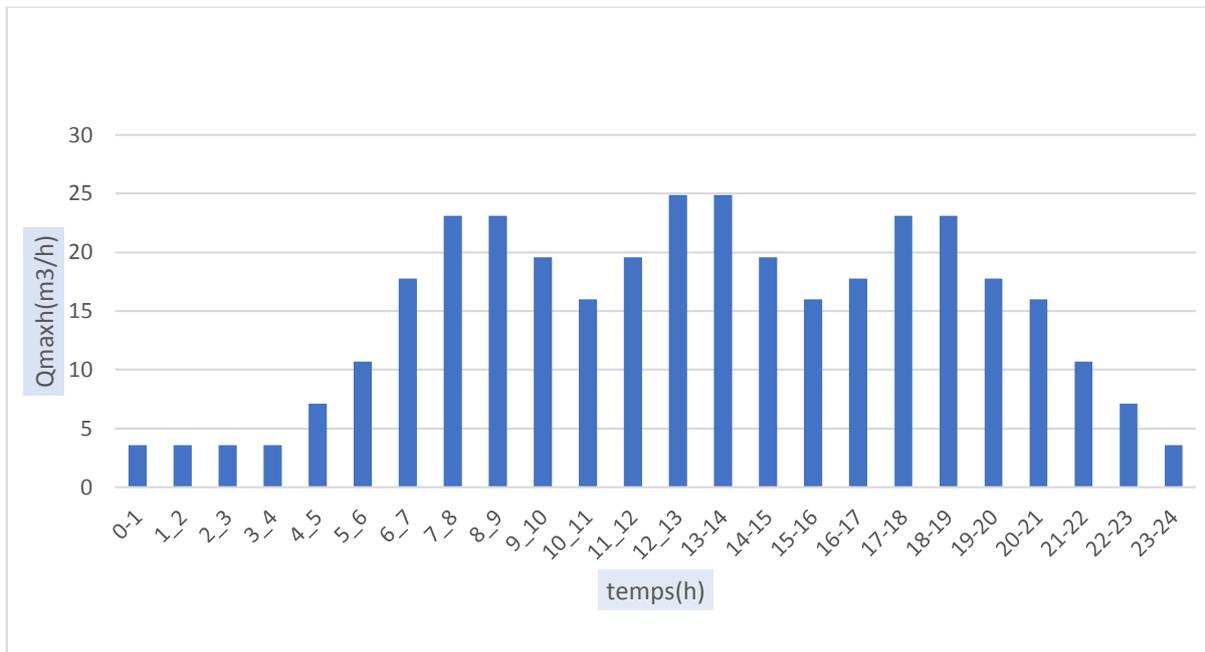


Figure III.1 : Histogramme de la variation de la consommation journalière de l'horizon actuel pour DOUAYETTE 1.

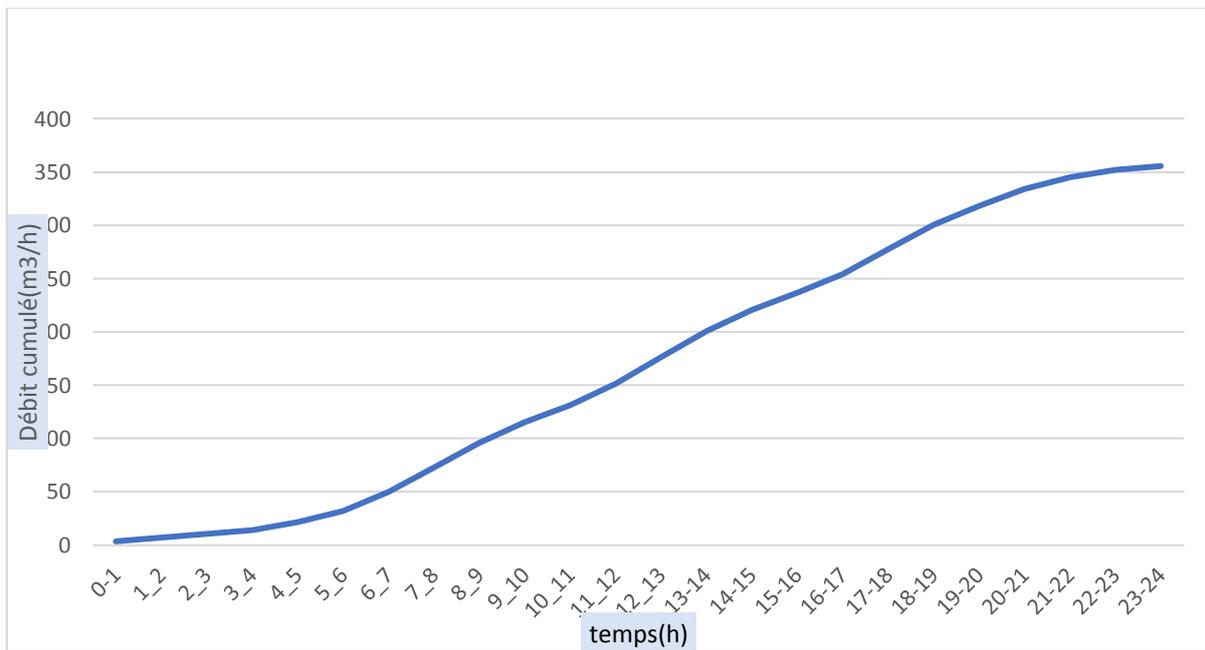


Figure III. 2 : Courbe intégrale de la variation de la consommation journalière de l'horizon actuel pour DOUAYETTE 1.

**Tableau III.4 : Variation des débits horaire en fonction de nombre d'habitant actuel
(2021) de DOUAYETTE 2.**

Heures	C _h (%)	Q _h (m ³ /h)	C _h (%)Cumulé	Q _h (m ³ /h)
0-1	1%	1,7783	1%	1,7783
1_2	1%	1,7783	2%	3,5566
2_3	1%	1,7783	3%	5,3349
3_4	1%	1,7783	4%	7,1132
4_5	2%	3,5566	6%	10,6698
5_6	3%	5,3349	9%	16,0047
6_7	5%	8,8915	14%	24,8962
7_8	6,50%	11,55895	21%	36,45515
8_9	6,50%	11,55895	27%	48,0141
9_10	5,50%	9,78065	33%	57,79475
10_11	4,50%	8,00235	37%	65,7971
11_12	5,50%	9,78065	43%	75,57775
12_13	7%	12,4481	50%	88,02585
13-14	7%	12,4481	57%	100,47395
14-15	5,50%	9,78065	62%	110,2546
15-16	4,50%	8,00235	67%	118,25695
16-17	5%	8,8915	72%	127,14845
17-18	6,50%	11,55895	78%	138,7074
18-19	6,50%	11,55895	85%	150,26635
19-20	5%	8,8915	90%	159,15785
20-21	4,50%	8,00235	94%	167,1602
21-22	3%	5,3349	97%	172,4951
22-23	2%	3,5566	99%	176,0517
23-24	1%	1,7783	100%	177,83

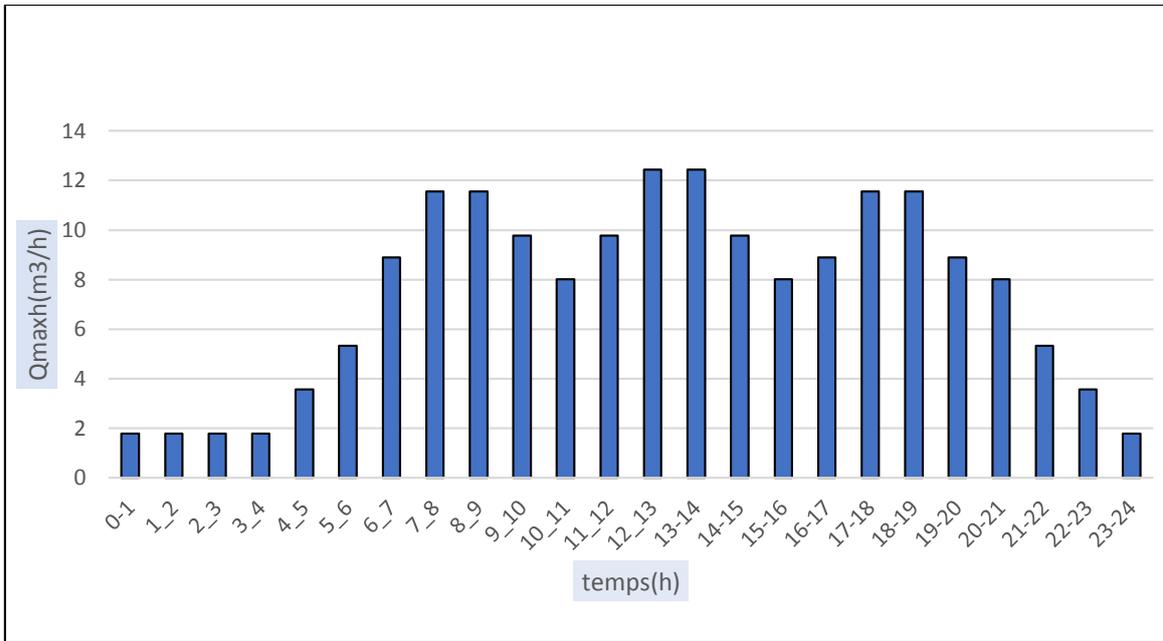


Figure III. 3: Histogramme de la variation de la consommation journalière de l'horizon actuel pour DOUAYETTE 2.

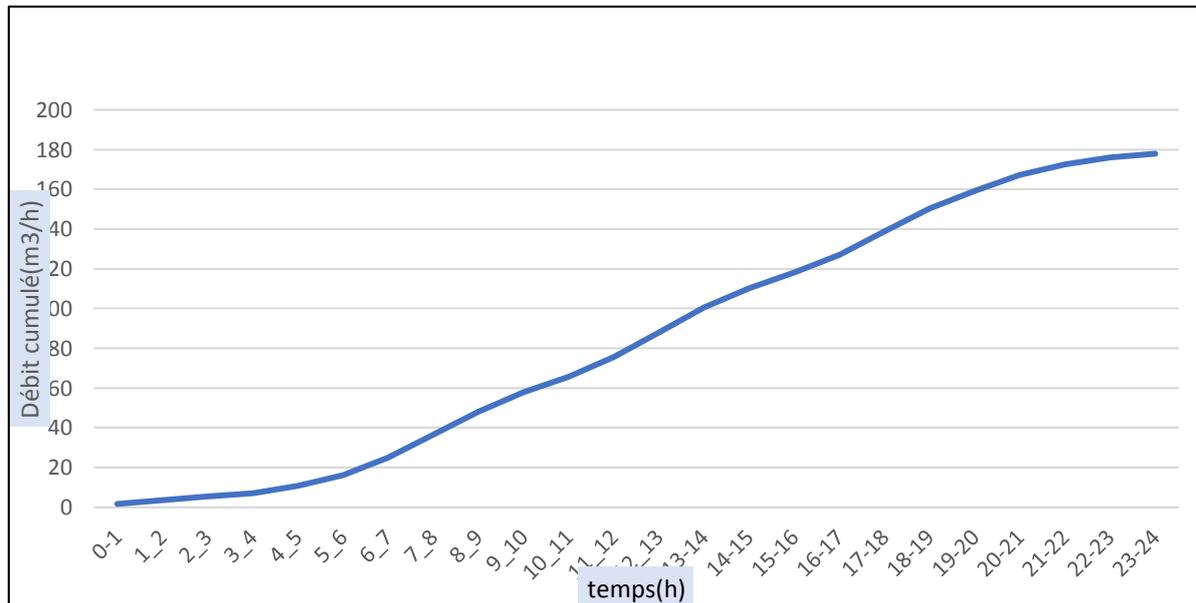


Figure III.4 : Courbe intégrale de la variation de la consommation journalière de l'horizon actuel pour DOUAYETTE 2.

**Tableau III. 5: variation des débits horaire en fonction de nombre d'habitant
actuel(2051) de DOUAYETTE .**

Heures	C _h (%)	Q _h (m ³ /h)	C _h (%)Cumulé	Q _h (m ³ /h)
0-1	1%	9,1332	1%	9,1332
1_2	1%	9,1332	2%	18,2664
2_3	1%	9,1332	3%	27,3996
3_4	1%	9,1332	4%	36,5328
4_5	2%	18,2664	6%	54,7992
5_6	3%	27,3996	9%	82,1988
6_7	5%	45,666	14%	127,8648
7_8	6,50%	59,3658	21%	187,2306
8_9	6,50%	59,3658	27%	246,5964
9_10	5,50%	50,2326	33%	296,829
10_11	4,50%	41,0994	37%	337,9284
11_12	5,50%	50,2326	43%	388,161
12_13	7%	63,9324	50%	452,0934
13-14	7%	63,9324	57%	516,0258
14-15	5,50%	50,2326	62%	566,2584
15-16	4,50%	41,0994	67%	607,3578
16-17	5%	45,666	72%	653,0238
17-18	6,50%	59,3658	78%	712,3896
18-19	6,50%	59,3658	85%	771,7554
19-20	5%	45,666	90%	817,4214
20-21	4,50%	41,0994	94%	858,5208
21-22	3%	27,3996	97%	885,9204
22-23	2%	18,2664	99%	904,1868
23-24	1%	9,1332	100%	913,32

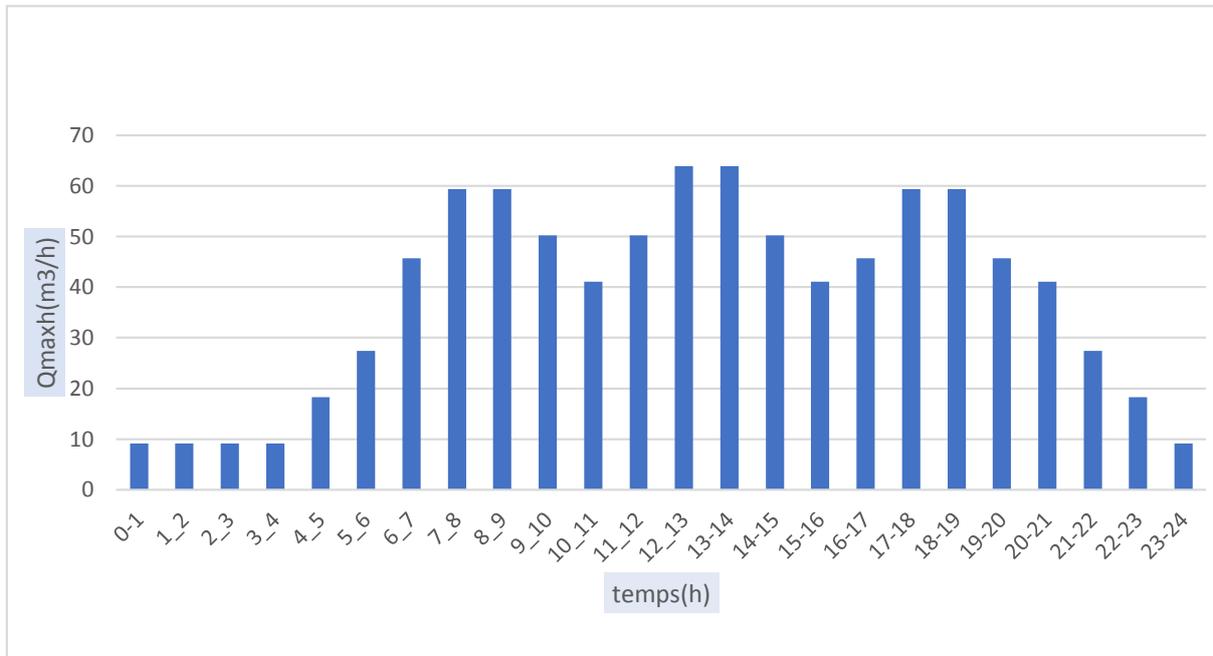


Figure III. 5: Graphique de consommation de la ville de DOUYETTE (2051)

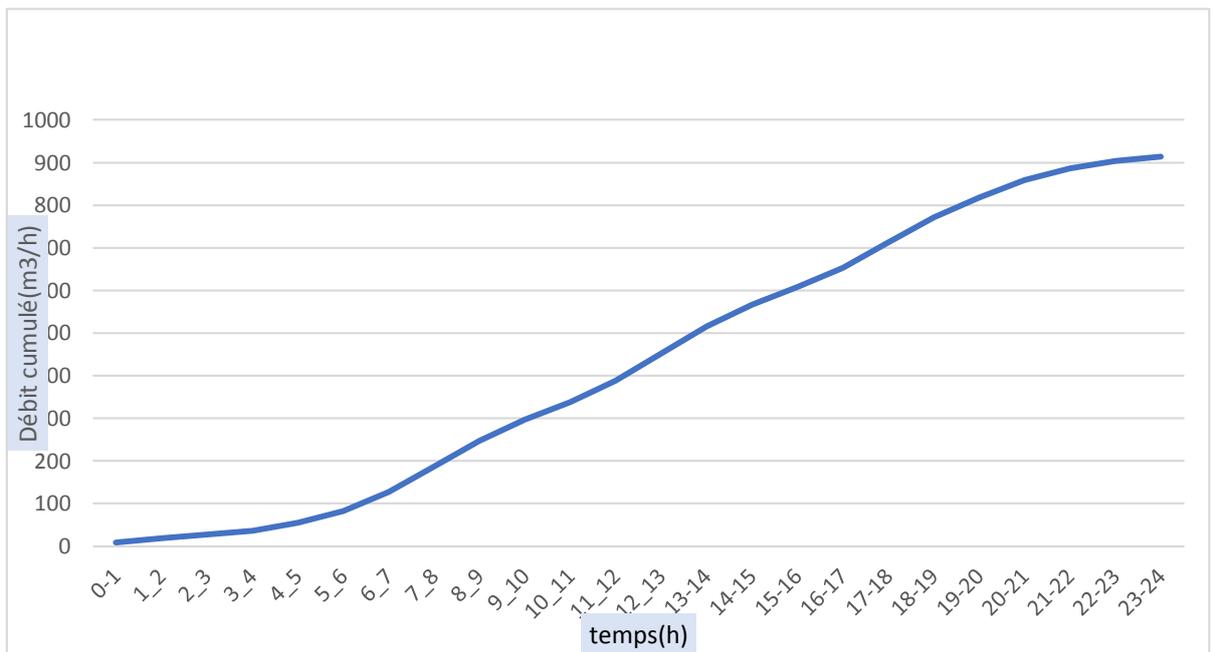


Figure III. 6: Courbe intégrale de consommation (2051)

A partir des tableaux on constate que :

Pour l'horizon actuel (2021) de Douayette 1 la période de pointe se situe entre 12h et 14h avec un débit de pointe de $24,8969\text{m}^3/\text{h}$.

Pour l'horizon actuel (2021) de Douayette 2 la période de pointe se situe entre 12h et 14h avec un débit de pointe de $12,4481\text{m}^3/\text{h}$.

Pour l'horizon de calcul (2051) et pour l'intégralité de la zone d'étude la période de pointe se situe à la même période avec un débit de pointe de $63,9324\text{m}^3/\text{h}$.

III.5 Conclusion

Dans ce chapitre on a pu avoir les débits de pointes des deux différents de DOUAYETTE pour l'horizon actuel (2021) pour Douayette1 est $24.9 \text{ m}^3/\text{h}$ et de Douayette 2 est $12,4481 \text{ m}^3/\text{h}$ ainsi pour l'horizon de calcul 2051 égale à $63.93 \text{ m}^3/\text{h}$

Chapitre IV :

Diagnostic du réseau existant

IV.1 Introduction

Ce chapitre a pour but de définir les conditions actuelles du réseau d'alimentation en eau potable de la ville de Douayette, afin d'en proposer un, adéquat jusqu'à l'horizon 2051.

Le rapport de ce chapitre est résumé comme suit : diagnostic du réseau d'alimentation en eau potable existant. D'après les données concernant le réseau existant du village de Douayette nous établirons une étude antérieure de base, qui permettra ainsi de bien cerner la problématique du réseau existant et de satisfaire une population à desservir jusqu'à l'horizon d'étude.

IV.2 Diagnostic du réseau existant :**✓ L'Objectif de l'étude de diagnostic :**

L'étude du diagnostic nous permet de juger l'état physique ainsi que le fonctionnement Hydraulique du réseau d'alimentation en eau potable Pour qu'on puisse d'identifier les disfonctionnements qui nous permettra de trouver des solutions ; Pour cela il faut déterminer les paramètres qui serviront à l'expertise du réseau de la ville de DOUAYETTE à savoir :

- Reconnaissance détaillée des lieux et détermination des zones d'extension.
- Enquête sur le réseau existant.

✓ Etat Actuel du système existant**IV.2.1.1 Source d'AIN KERCHA**

- La source d'AIN KERCHA qui est captée au niveau d'une source superficiel par un ouvrage de captage ou le captage de la source implanté à la cote de 744 mNGA en écoulement gravitaire à la station de pompage par une conduite en PEHD DN 63 PN 16. L'acheminement des eaux se fait gravitairement vers la bache de 18 m³ par une conduite en PEHD DN 63 PN 16 sur une longueur 540 ml.
- Le captage est enfoui dans le sol, ce qui nous a empêchés de connaitre ces caractéristiques et son état.
- Cette source est composée d'un ouvrage de captage et une station de pompage alimente une petite partie de la localité de DOUAYETTE 2 avec un débit de production de 1.18 l/s mesuré sur site .



Figure IV.1: Photo de l'extérieur de la bâche plus la station de pompage d'AIN KERCHA

- ✓ D'après la photo, l'état extérieur de station est en bon, sauf que pendant les crues l'oued inonde à chaque fois la station vu son emplacement (très proche de l'oued). La station a une longueur de 2.95 m et une largeur de 2.30, elle comporte un regard de vanne de 1.20 x 1.14 m avec capot métallique de 80 x 80 cm.



Figure IV.2 : Photo de l'extérieur (postérieure) de la bache plus la station de pompage



Figure IV.3 : Etat actuel de la Conduite du trop-plein de la bache de la station
(Source :BET.Tissemsilt) (13.01.2021)



Figure IV. 4 : Photo de l'intérieur de la station de pompage (BET.Tissemsilt)
(13.01.2021)

✓ D'après la photo on constate que la peinture est détériorée vu que la station subit des inondations lors des crues de l'oued.



Figure IV. 5 : Photo de la trappe d'accès de la bache de la station (BET.Tissemsilt)
(13.01.2021)

On Voie que la trappe d'accès n'a pas de capot métallique, ce qui influé sur la sécurité et la qualité des eaux de la bâche.



Figure IV. 6 : photo du disjoncteur et l'automate de démarrage des pompes immergées (BET.Tissemsilt) (13.01.2021)



Figure IV. 7 : Bâche de 18 m³(BET.Tissemsilt) (13.01.2021)

✓ La bâche de 18 m³ est en bonne été.

IV.2.1.2 Source d'AIN TAGHIA

La source d'AIN TAGHIA qui est captée au niveau d'une source superficielle alimente une partie de la localité de Douayette 1 avec un débit de production de 0.18 l/s mesuré sur site. Cette source est composée d'un ouvrage de captage et une bache de stockage de 50 m³.

Le Captage est implanté à la cote de 844 m ce qui rend l'alimentation de Douayette 1 en écoulement gravitaire. Une conduite de longueur de 150 ml en PEHD DN 40 relie le captage et la bache de 50 m³. Le captage est un ouvrage en béton armé avec une longueur de 4.00 m et une largeur de 3.50 m une hauteur de 2.00m La bache de 50 m³ en béton armé en mauvais état avec une longueur de 5.75 m et une largeur de 5.75 m une hauteur de 2.10m.



**Figure IV.8 : Photo de l'extérieur du captage d'AIN TAGHIA (BET.Tissemsilt)
(13.01.2021)**

- La station a subi un sabotage ou le capot métallique a été détruit, en laissant le captage sans protection.



Figure IV. 9 : Photo de l'intérieur du captage (BET.Tissemsilt) (13.01.2021)

- On voit que le captage est en bonne état, mais le débit de la source est très faible.



**Figure IV. 10 : Borne Fontaine devant la bache de 50 m³ saboté (BET.Tissemsilt)
(13.01.2021)**

- La localité de DOUAYETTE contient 3 bornes fontaine pour l'alimentation en eau potable et 2 qui sont en fonctionnement et la borne fontaine montré dans la figure (IV.10) est abandonnée.

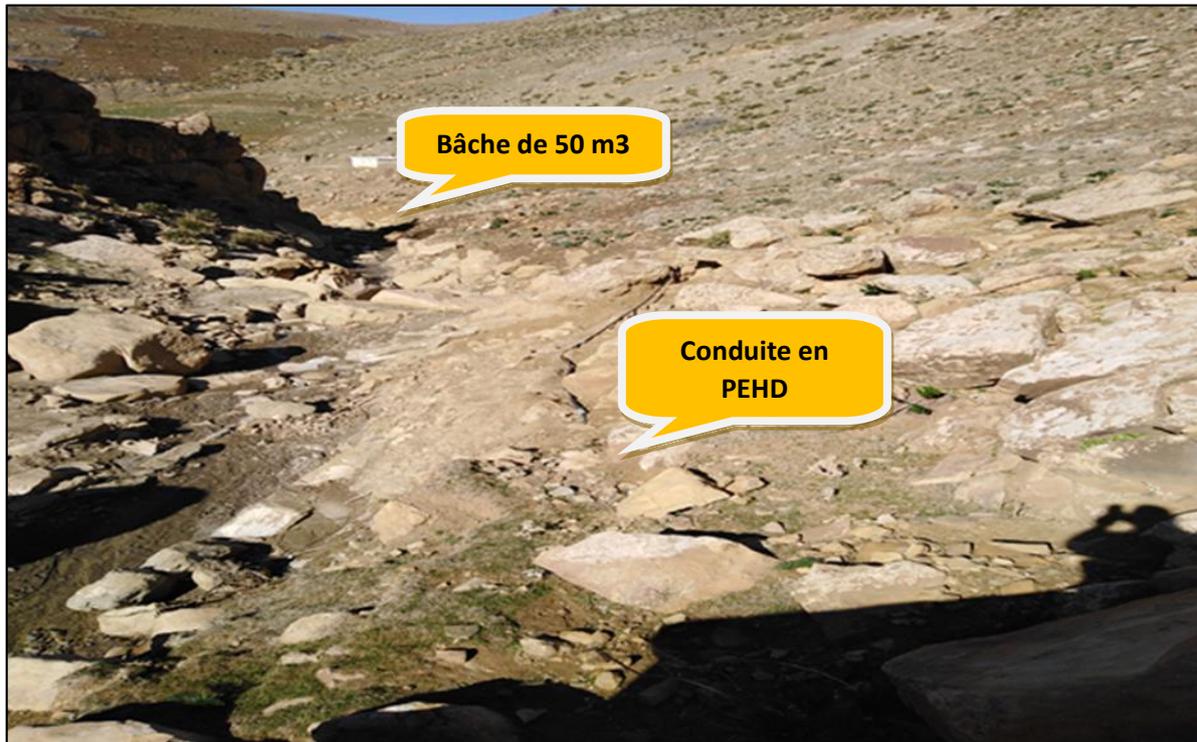


Figure IV. 11 : Tracé de la conduite en PEHD DN 40 mm vers la bache de 50 m³



Figure IV. 12 : l'extérieur de la bache de 50 m³

La bache de 50 m³ en béton armé en mauvais état avec une longueur de 5.75 m et une largeur de 5.75 m une hauteur de 2.10m.

IV.2.1.3 Diagnostic physique du réseau d'alimentation

L'adduction que se fait à partir de 2 captages Ain Kercha et Ain teghia vers la bache de 18m³ et 50m³ respectivement sur une longueur de conduite 900m et 150m de diamètre (63mm,40mm) avec une pression nominale de 16 bars ou les deux conduites sont en bonne état ; Pour la distribution se fait à partir de ces deux bâches le long des conduites en PEHD.

Le tableau suivant nous résume les caractéristiques des conduites d'adduction et de distribution :

Tableau IV. 1 : tableau récapitulatif du système d'alimentation en eau existant.

Adduction et distribution	Diamètre conduite	Matériaux	Pression nominale	Longueur	État
	mm		bars	ml	
ADDITION					
Captage AIN KERCHA vers Bache 18 m ³	63	PEHD	16	900	Bonne
Captage AIN TAGHIA vers Bache 50 m ³	40	PEHD	16	150	Bonne
DISTRIBUTION					
Bache 50m ³ vers distribution	75	PEHD	16	2117	Bonne
Regard vanne vers distribution	40	PEHD	16	3462	Bonne
Bache de 18m ³ vers Distribution	63	PEHD	16	29	Bonne
	40	PEHD	16	502	

✓ **Diagnostic hydraulique du réseau existant**

IV.2.1.4 Calcul hydraulique du réseau de distribution existant

D’après les résultats du Tableau (III.5.1) et Tableau (III.5.2) (**chapitre III**) donnant la consommation horaire de notre agglomération pour 2021, on constate que l’heure de pointe est entre 12h et 14h avec un débit de 24.9m³/h pour Douayette1 et 12.45m³/h pour Douayette2.

Tableau IV. 2: Débit de pointe du village de Douayette pour l’actuel

	Douayette 1	Douayette 2
Débit de pointe (l/s)	6.92	3.46

NB : Le type de notre réseau est ramifié, sauf quelques mailles pour équilibrer la pression.

• **Débit en route Q_{rte} :**

$$Q_{rte} = Q_{pte} - Q_{cc} \dots\dots\dots(IV.1)$$

$$\sum Q_{cc} = \sum Q_{ind} = 0$$

Tableau IV. 3: Débit Route du village de Douayette pour l’actuel

	Douayette1	Douayette 2
Débit route(l/s)	6.92	3.46

• **Débit spécifique :**

$$q_{sp} = \frac{Q_{rte}}{\sum L_r} \dots\dots\dots(IV.2)$$

$\sum L_r$: La somme des longueurs des tronçons du réseau assurant le service route.

Tableau IV. 4: Débit spécifique du village de Douayette pour l'actuel

	Douayette1	Douayette 2
Débit spécifique(l/s/ml)	0,0012	0,006

- **Calcule des débits en route pour chaque tronçon**

Le débit en route se définit comme étant le débit réparti uniformément le long d'un tronçon de réseau, le débit en route est donné par la formule suivante :

$$Q_r = q_{sp} \cdot L_i \dots\dots\dots (IV.3)$$

Q_r : Débit route du tronçon

L_i : La longueur du tronçon

- **Débits aux nœuds (Q_n)**

La formule utilisée est la suivante :

$$Q_{ni} = 0.5 \times \sum Q_r + \sum Q_{cc} \dots\dots\dots (IV.4)$$

Les résultats relatifs aux calculs des débits en route et aux nœuds pour le cas de pointe (l'horizon 2021) de Douayette 1 et 2 sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous :

Tableau IV. 5: Calculs de débits routes et nodaux du village de Douayette 1(réseau existant)

Nœuds	Tronçons	Longueurs	Débit route	Débits nodales
	T5	1035,28	1,28	
N11	T1	629,67	0,78	1,335
	T1	629,67	0,78	
N13	T2	451,7	0,56	0,871
	T2	451,7	0,56	
N8	T3	2202,92	2,73	2,427
	P5	1259	1,56	
N9	P5	1259	1,56	0,881
N14	T3	2202,92	2,73	1,416

Tableau IV. 6: Calculs de débits routes et nodaux du village de Douayette 1(réseau existant)

Nœuds	Tronquons	Longueurs	Débit route	Débits nodaux
	P2	29	0,19	1,830
N3	P3	502	3,27	
N5	P3	502	3,27	1,636

NB : le dimensionnement du réseau existant ça était fait pour le cas de pointe seulement.

IV.2.1.5 Résultats de simulation

Pour le calcul des paramètres hydraulique du réseau on a utilisé le logiciel EPANET, en introduisant les données nécessaires pour le cas de fonctionnement, les résultats sont présentés dans les tableaux suivants :

Tableau IV. 7: Cotes piézométriques et pressions dans le réseau existant du village de Douayette 1et 2

Nœuds	Altitude	Demande en eau	Charge	Pression
Unité	m	l/s	mce	mce
Noeud n3	831	1,64	830,66	-0,34
Noeud n5	809,61	1,64	762,05	-47,56
Noeud n8	708,75	2,43	698,79	-9,96
Noeud n9	752,51	0,88	644,15	-108,36
Noeud n11	812,63	1,33	757,33	-55,3
Noeud n13	762,45	0,87	718,93	-43,53
Noeud n14	660,51	1,42	468,4	-192,11

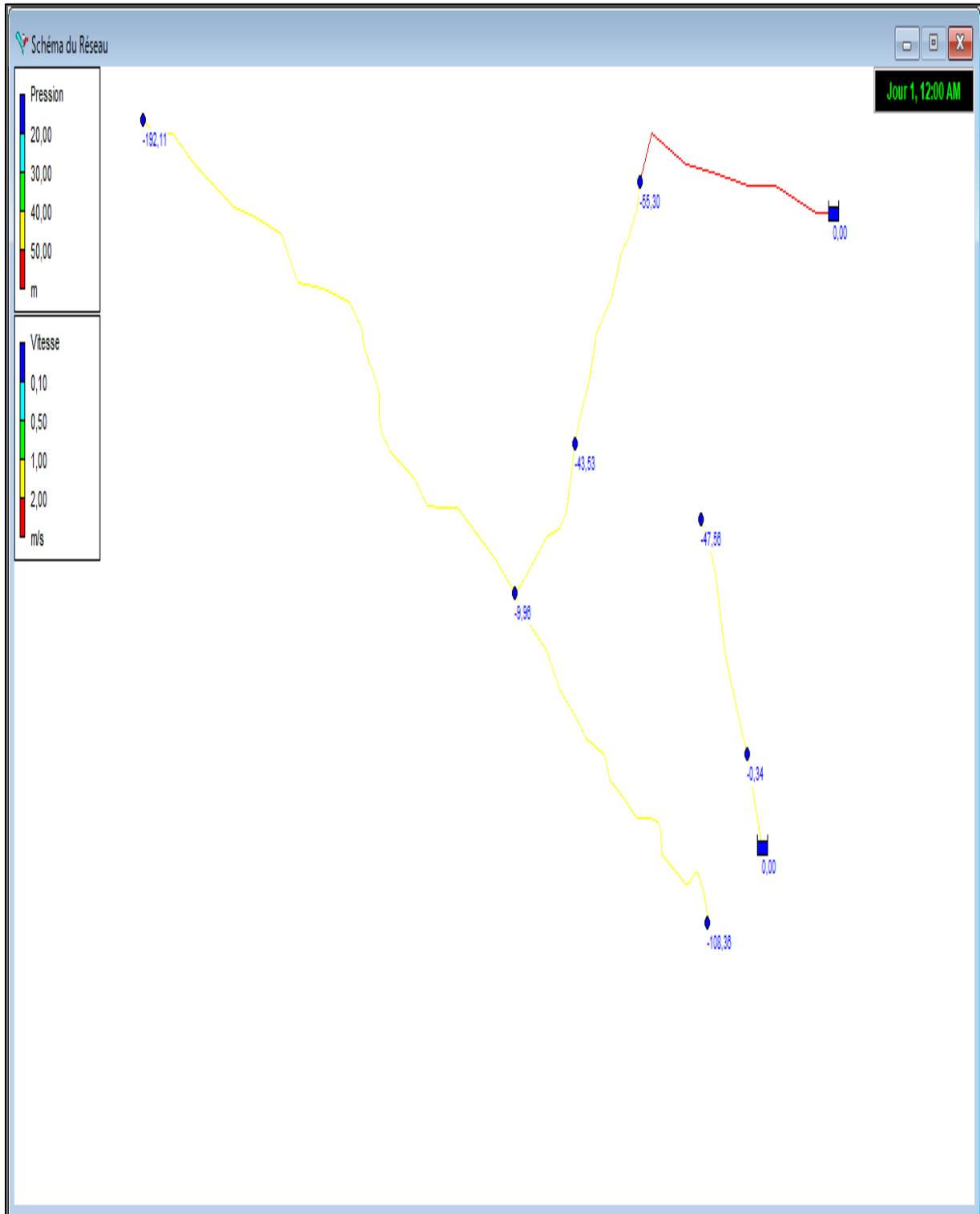


Figure IV.13: Résultat de simulation du réseau existant Du village de douayette

- État des tronçons du Réseau :

Tableau IV. 8: Vitesses et pertes de charge dans le réseau existant du village de Douayette1et 2

	Longueur	Diamètre	Débit	Vitesse	Pert.Charge Unit.
ID Arc	m	mm	LPS	m/s	mce/km
Tuyau p5	1259	32,6	0,88	1,06	43,4
Tuyau 1	629,67	61,4	5,6	1,89	60,98
Tuyau 2	451,7	61,4	4,72	1,6	44,58
Tuyau 3	2202,92	32,6	1,42	1,7	104,58
Tuyau 5	1035,28	61,4	6,93	2,34	90,58
Tuyau 6	28,68	51,4	3,27	1,58	53,7
Tuyau 7	502	32,6	1,64	1,96	136,68

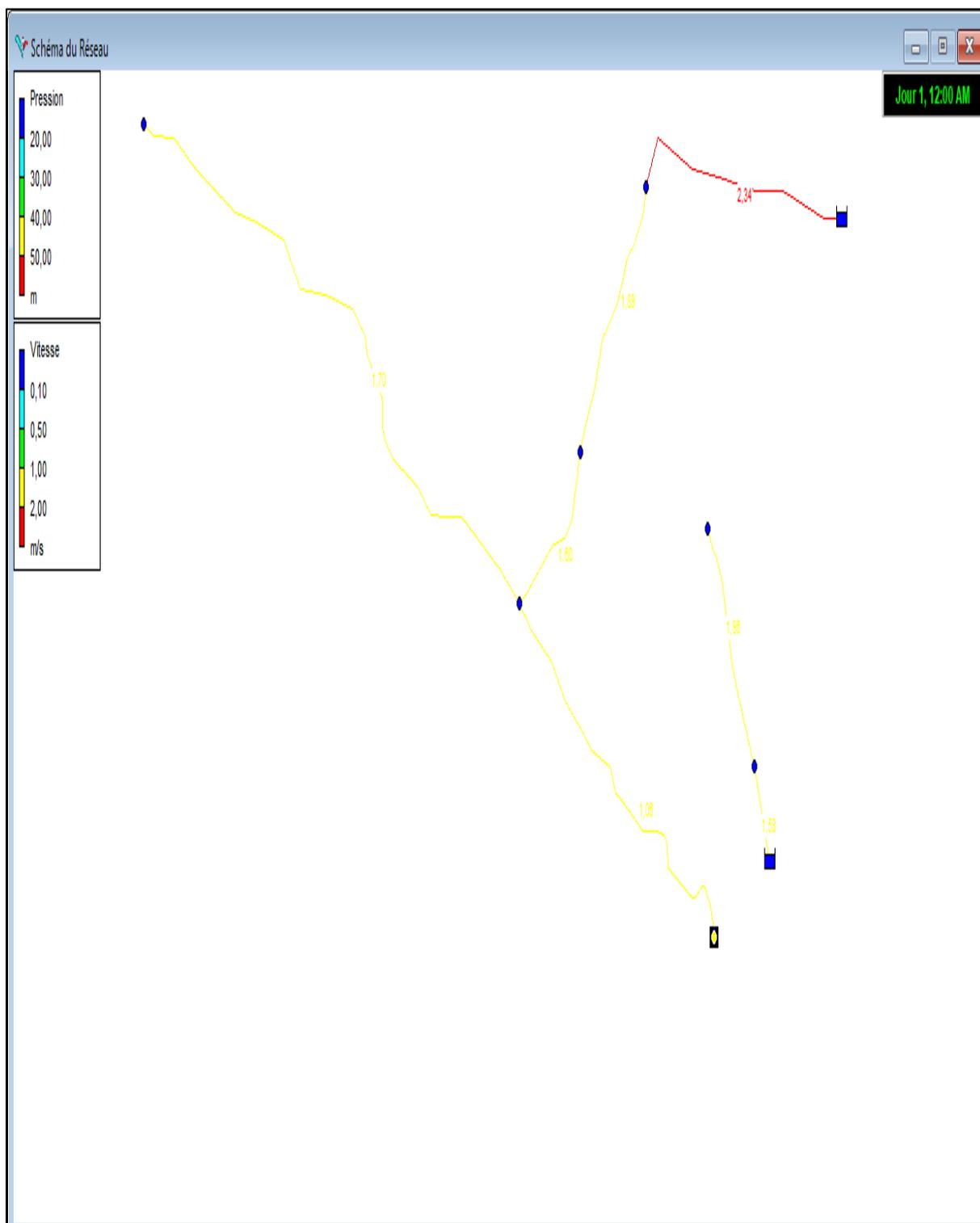


Figure IV.14 : Résultat de simulation du réseau existant Du village de douayette

✓ Interprétation des résultats :

- D'après les résultats de la simulation du réseau de distribution du village de Douayette pour la situation actuelle présente une insuffisance empêchant le bon fonctionnement du notre réseau d'alimentation en eau potable ou on a constaté des dépressions au niveau des nœuds qui favorise l'infiltration des eaux parasites (pollution) dans la conduite, s'il existe des fuites et des joints mal façonnés. De plus les conduites risquent de se détériorer vue la répétition de la mise en dépression. C'est le phénomène de fatigue des conduites.
- Un sous dimensionnement du réseau d'adduction ainsi que le réseau de distribution vue les dépressions au niveau de quelques points.
- Les débits des deux sources sont très faibles par rapport à l'exigence de l'agglomération.
- Le stockage est aussi insuffisant par à apport à la demande

✓ Solutions proposées :

Afin d'améliorer la desserte en eau des abonnés, et remédier aux problèmes rencontrer dans le Réseau pendant l'heure de pointe à l'état actuel et à l'horizon d'étude, on a proposé quelques Solutions et nous préconisons les travaux suivants :

- Projeté un réservoir au niveau de ce village qui sera rempli à partir du réservoir de béni lahcene ;
- Redimensionné le réseau de distribution pour éviter tout sou dimensionnement, ce dernier sera alimenté à partir du réservoir projeté, les sources seront utilisées principalement pour l'alimentation des fontaines et de sources d'appoint pour certains services publics ;

IV.3 Conclusion :

Après le diagnostic du système on a constaté qu'il ne répond pas aux exigences et aux normes de fonctionnement des réseaux d'eau potable non seulement que les pressions sont très faibles (pression négative) mais aussi on a marqué un écart important entre la demande et le stockage pour cela on a proposé des solutions qui seront étudiées dans les chapitres suivants

Chapitre V :

Etude de stockage

V.1 Introduction

La répartition des débits par le réseau de distribution se réalise selon un graphique journalier de consommation d'eau qui varie considérablement pour toute la journée. D'autre part, les ouvrages et les installations d'adduction amènent l'eau uniformément (ou presque). Pour la coordination du régime d'adduction et du réseau de distribution on conçoit des réservoirs de stockage.

V.2 Emplacement des réservoirs

L'emplacement d'un réservoir pose souvent un problème, à cet effet on doit toujours tenir compte des considérations suivantes :

- pour des raisons d'économie, il est préférable que le remplissage du réservoir se fasse par gravité, ce qui implique qu'on puisse le placer à un niveau bas par rapport à la prise d'eau.
- L'alimentation du réseau de distribution doit se faire par gravité, le réservoir doit être construit à un niveau supérieur à celui de l'agglomération.
- La côte du radier doit être supérieure à la plus haute côte piézométrique exigée dans le réseau.

V.3 Rôles des réservoirs

Les réservoirs ont plusieurs rôles dans un système d'AEP, on peut citer :

- Emmagasinement d'eau pendant les heures creuses de consommation et restitution de l'eau pendant les pointes de consommation.
- Dans le cas où le réseau est étendu longitudinalement, et que des faibles pressions apparaissent aux points les plus éloignés du réservoir, on construit dans cette zone un deuxième réservoir appelé réservoir d'extrémité (d'équilibre).
- La continuité de la distribution doit être assurée pendant l'arrêt de la pompe.
- La réserve d'incendie doit être prévue dans le cas où l'agglomération le nécessite.
- Jouer le rôle de brise charge dans le cas d'une distribution étagée.
- Jouer le rôle d'un relais.
- Régulariser le débit entrant et le débit sortant.

V.4 Fonctions des réservoirs**✓ Fonctions techniques des réservoirs**

Les différentes fonctions d'un réservoir sont :

- ✓ Régulation de l'apport de la consommation d'eau pour permettre aux Pompes un refoulement constant ;
- ✓ Sécurité d'approvisionnement ;
- ✓ Régulation de la pression
- ✓ Simplification de l'exploitation ;

Ils doivent être :

- ✓ Etanches ;
- ✓ Construits avec des matériaux qui ne soit pas susceptibles d'altérer l'eau ;
- ✓ Bien protéger contre toute contamination d'eau susceptible ;
- ✓ Etablir de façon à préserver l'eau contre les variations de la température ;

✓ Fonctions économiques

Les Réservoirs existants sont tous des réservoirs de tête, donc il y à réduction des dépenses d'énergie.

V.5 Classification des réservoirs

Selon les critères pris en considération, les réservoirs peuvent être classés de Diverses façons :

✓ Classification selon la situation des lieux

D'après la situation et la topographie des lieux, les réservoirs peuvent Être :

- ✓ Enterrés ;
- ✓ Semi enterres ;
- ✓ Surélevés ;

Pour notre le réservoir va être semi enterrée ;

✓ Classification selon la forme géométrique

D'après leurs formes, ils peuvent être :

- ✓ Circulaires ;
- ✓ Carrés ;
- ✓ Rectangulaires ;

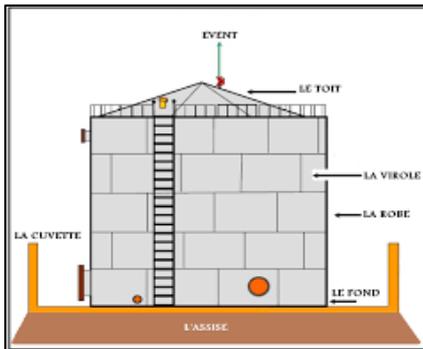


Figure V.1 : Réservoir carré

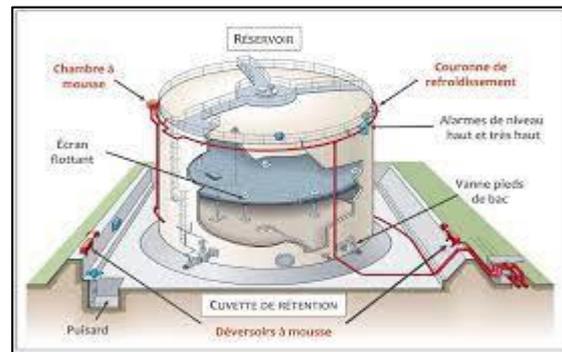


Figure V.2: Réservoir circulaire

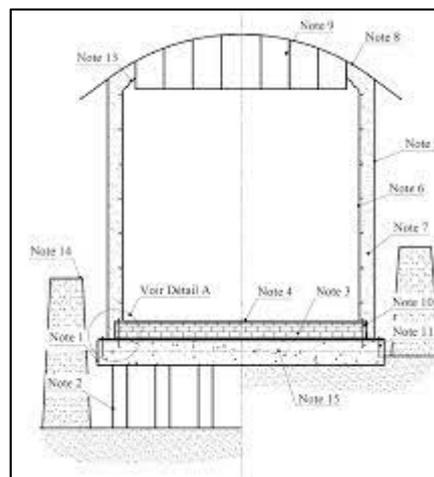


Figure V.3 : Réservoir rectangulaire.

✓ . **Classification selon le matériau de construction**

Elle se base sur la nature des matériaux de construction des réservoirs :

- ✓ Réservoirs métalliques ;
- ✓ Réservoirs en maçonnerie ;
- ✓ Réservoirs en béton armé
- ✓ Réservoirs en béton précontraint.

✓ . **Classification selon l'usage**

Vu les nombreux usages des réservoirs on peut les classer en :

- ✓ Réservoir principal d'accumulation et de stockage ;
- ✓ Réservoir d'équilibre (tampon) ;
- ✓ Réservoir de traitement.

V.6 Entretien des réservoirs

L'entretien des réservoirs se fait obligatoirement une fois par an ou ils doivent être **Nettoyé**.

Cet entretien comporte plusieurs opérations qui sont les suivantes :

- Isolement est vidange de la cuve, afin d'éviter le gaspillage de l'eau et la perte du temps, on ne procède à cette opération que lorsque la quantité d'eau stockée dans le réservoir est la plus faible.
- Elimination des dépôts sur les parois.
- Examen et réparation.
- Désinfection à l'aide de produits chlorés.
- Il faut signaler que les parties métalliques (portes, échelles, équipements hydrauliques et cheminées d'aération) sont aussi concernées par l'entretien.

Par mesure d'hygiène et de sécurité les réservoirs sont couverts afin d'être protégés contre corps étrangers et les variations de température.

V.7 Principe de fonctionnement

Le réservoir permet de stocker pendant les heures de faible consommation la différence entre le débit (adduction / distribution) cependant lors des heures de consommation maximum (heure de pointe) le déficit transitera du réservoir vers le réseau de distribution.

V.8 Détermination du volume des réservoirs**✓ Réservoirs**

- Un réservoir (R₂) calé à la côte 954 m NGA qui va distribuer aux habitants ainsi qu'aux équipements de la ville de Douayette.
- Un réservoir tampon calé à la cote 1041m sur le tracé de l'adduction à 3km avant le réservoir R₂.

NB : Dans notre cas, l'alimentation des réservoirs se fait par gravité.

✓ **Principe de calcul**

V.8.1.1 Dimensionnement du réservoir (R2) projeté de Douayette

Le calcul du volume du réservoir se fait à partir du débit rentrant et du débit sortant pour les différentes heures de la journée et éventuellement de la réserve d'incendie. La détermination de cette capacité, tient compte de la répartition journalière Maximale du débit consommé caractérisé par le coefficient horaire.

Deux méthodes peuvent être appliquées pour la déterminer :

- ✓ La méthode analytique.
- ✓ La méthode graphique.

V.8.1.1.1 La méthode analytique

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

$$V_r = \frac{a \times Q_{\max j}}{100} \dots\dots\dots(V.1)$$

- V_r : capacité résiduelle (m³),
- a : fraction horaire du débit maximum journalier (%).
- Q max : La consommation maximale journalière (m³/j).

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

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

- V_T : capacité totale du réservoir (m³).
- V_{inc} : volume d'incendie estimé à 120 m³.

V.8.1.1.2 Méthode graphique

Cette méthode est basée sur le traçage des courbes de la consommation maximale Journalière et celle caractérisant l'apport de la station de pompage ; en additionnant en Valeur absolue les écarts de deux extremums de la courbe de consommation par rapport à celle d'apport, on obtiendra le résidu maximal journalier.

Donc :

$$R_{\max} = |V^+| + |V^-| (\%) \dots\dots\dots(\mathbf{V.3})$$

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

$$V_r = \frac{R_{\max} \times Q_{\max j}}{100} (m^3) \dots\dots\dots(\mathbf{V.4})$$

Dont le volume total sera : $V_t = V_r + V_{inc}$.

NB : Pour notre projet et pour déterminer la capacité du réservoir on utilise la méthode Analytique afin de déduire le volume minimum de stockage nécessaire à la localité.

Tableau V.1: Evaluation du volume résiduel du réservoir De Douayette

Heures	Consomat. Horaire (%)	Apport (%)	Arrivée Stockage	Départ Distribution	Capacité horaire du réservoir (%)
0 à 1	1	4,17	3,17		7,58
1 à 2	1	4,17	3,17		10,75
2 à 3	1	4,17	3,17		13,92
3 à 4	1	4,17	3,17		17,09
4 à 5	2	4,17	2,17		19,26
5 à 6	3	4,17	1,17		20,43
6 à 7	5	4,17		-0,83	19,60
7 à 8	6,5	4,17		-2,33	17,27
8 à 9	6,5	4,17		-2,33	14,94
9 à 10	5,5	4,17		-1,33	13,61
10 à 11	4,5	4,17		-0,33	13,28
11 à 12	5,5	4,17		-1,33	11,95
12 à 13	7	4,17		-2,83	9,12
13 à 14	7	4,17		-2,83	6,29
14 à 15	5,5	4,17		-1,33	4,96
15 à 16	4,5	4,17		-0,33	4,63
16 à 17	5	4,17		-0,83	3,80
17 à 18	6,5	4,17		-2,33	1,47
18 à 19	6,5	4,17		-2,33	-0,86
19 à 20	5	4,17		-0,83	-1,69
20 à 21	4,5	4,17		-0,33	-2,02
21 à 22	3	4,17		1,17	-0,85
22 à 23	2	4,17		2,17	1,32
23 à 24	1	4,17		3,17	4,49

Le volume résiduel sera :

$$V_r = \frac{20.43 \times 913.32}{100}$$

$$V_r = 186.59 \text{ m}^3$$

La capacité totale sera : $V_t = 186.59 + 120 = 307 \text{ m}^3$

On le normalise à un volume de 400 m^3 .

- ✓ Les recommandations du ministère du ressource en eau exige la surestimation des capacités de stockage afin d'affronter les possibles pénuries d'eau en été.

• **Calcul du diamètre du réservoir (R2) :**

$H = [3 \text{ à } 6] \text{ m}$; on prend $H = 6 \text{ m}$

$$V_{R2} = S \times H \Rightarrow S = \frac{V_{R2}}{H} \Rightarrow S = \frac{400}{6} = 66.67$$

$$\Rightarrow S = 66.67 \text{ m}^2$$

$$S = \frac{\pi D^2}{4} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \times S}{\pi}} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \times 66.67}{\pi}} = 9.22$$

Donc on va prendre $D = 9 \text{ m}$

• **La hauteur de la réserve d'incendie :**

$$h = \frac{V_{\text{incendie}}}{S} = \frac{120}{66.67} = 1.8$$

Tableau V.2: caractéristique du réservoir projeté de Douayette (R2) .

CTN(m)	Volume (m ³)	Hauteur(m)	Surface	Le diamètre (m ³)
954	400	6	66.67	9

V.8.1.2 Dimensionnement du réservoir tampon

Le réservoir tampon joue le rôle d'un intermédiaire qui relie et transmette le débit dans les conduites gravitaires du réservoir (R1) vers le réservoir (R2).

La capacité du réservoir tampon est déterminée en fonction du temps de fermeture de la vanne a l'aval de l'adduction gravitaire

- On doit considérer la fermeture linéaire lente.
- Le volume du réservoir tampon doit calculer de tel sort que la conduite après ce réservoir soit pleine pour ne pas subir le phénomène du coup de bélier.

On sait qu'une manœuvre de vanne linéaire permet d'écrire :

$$Q = Q_0 - Q_0 \frac{t}{T} = Q_0 \left(1 - \frac{t}{T} \right) \dots\dots\dots(V.5)$$

On peut exprimer le volume élémentaire dV du réservoir tampon par :

$$dV = Q_0 \left(1 - \frac{t}{T} \right) dt$$

$$V = Q_0 \int_0^T \left(1 - \frac{t}{T} \right) dt$$

D'où le volume du réservoir tampon : $V = \frac{Q_0 T}{2} \dots\dots\dots(V.6)$

Q_0 : Débit moyen horaire ;

T : Temps de remplissage du réservoir tampon ;

NB : Le temps minimum de remplissage du réservoir tampon est de 15 min mais dans notre cas on préfère mettre 1h afin de garantir une stabilité de l'écoulement dans le réservoir et éviter l'intrusion dans la conduite aval et donner un intervalle de temps suffisant en cas de rupture de l'approvisionnement amont.

Donc le volume résiduel du réservoir tampon est :

$$V_r = \frac{38.06 \times 1}{2} = 19.03 \text{ m}^3.$$

- On le normalise à 20m³.

• **La forme du réservoir tampon :**

Ce qui concerne la forme des réservoirs tampons, on opte pour la forme rectangulaire pour des raisons pratique de construction. La hauteur de l'eau dans la cuve est comprise entre 3 et 6 m en moyenne.

• **Diamètre de la cuve :**

On calcule le diamètre de la cuve moyennant la formule

Avec :

$$D = \sqrt{\frac{4 \times V}{\pi \times h}} \dots\dots\dots(V.7)$$

V : capacité normalisée du réservoir (m3)

D : diamètre de la cuve (m)

h : hauteur optimale d'eau (m), on propose un hauteur de 3 m

donc : D= 3m

• **Réévaluation de la hauteur d'eau h :**

On calcule la hauteur d'eau moyennant la formule :

$$h = \frac{4 \times V}{\pi \times D^2} \dots\dots\dots(V.8)$$

⇒ On trouve une hauteur de 3m

• **La hauteur totale H du réservoir :**

$$H=h+R$$

H : hauteur totale du réservoir (m)

h : hauteur d'eau (m)

R : revanche (m)

Les dimensions du réservoir sont portées dans le tableau suivant :

Tableau V. 3: Dimensions du réservoir tampon.

Réservoir Tampon	CTN(m)	Volume(m³)	h(m)	S(m²)	D(m)	H(m)
	1044	20	3	7	3	3.5

V.9 Équipement du réservoir

Le réservoir doit être équipé :

✓ **Conduite d'arrivée ou d'alimentation :**

La conduite d'adduction a son débouché dans le réservoir et doit pouvoir s'obturer quand l'eau atteint dans la cuve son niveau maximal, Obturation par robinet-flotteur si l'adduction est gravitaire ou dispositif permettant l'arrêt du moteur si l'adduction s'effectue par refoulement.

Cette conduite peut être installée de plusieurs manières :

- a. Par surverse :** soit avec chute libre soit en plongeant la conduite de façon à ce que son extrémité soit toujours noyée, le premier cas provoque une oxygénation de l'eau mais il libère facilement le gaz carbonique dissous et par suite il favorise l'entartrage du réservoir et des conduites.

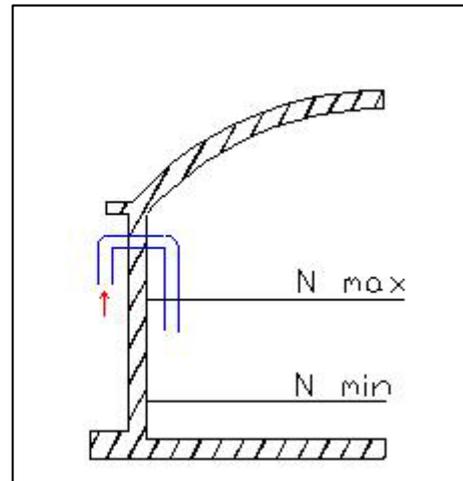
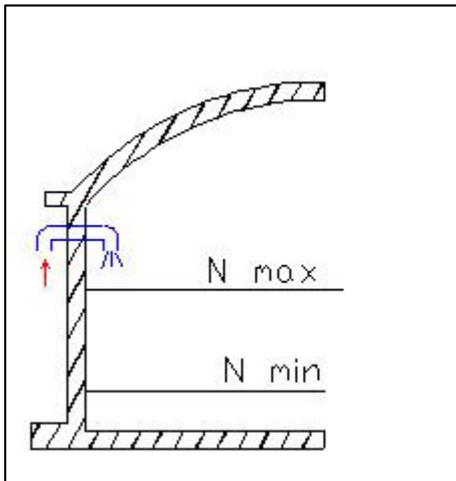


Figure V.4 Arrivée par surversers (Chute libre) Figure V.5 : Arrivée par surverse

- b. Par dessous :** soit par le bas à travers les parois du réservoir soit par le fond à travers le radier.

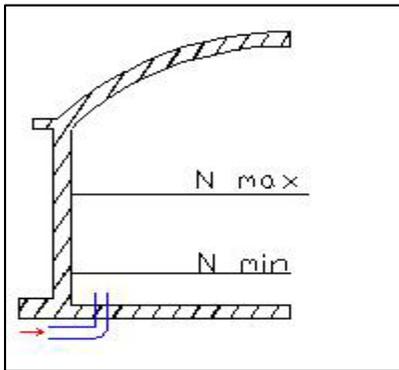


Figure V.6 : Arrivée par dessous (Par le fond).

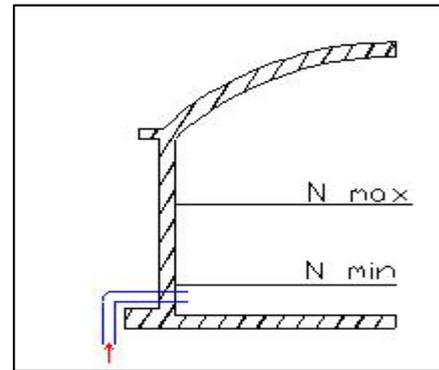


Figure V. 7 : Arrivée par dessous

Remarque :

La conduite d'arrivée doit toujours être à l'opposé de la conduite de départ pour provoquer le brassage et permettre le renouvellement d'eau par mélange en créant des perturbations et un écoulement par rouleaux.

✓ Conduite de départ ou de distribution

Le départ de la conduite de distribution s'effectue à 0.15 ou 0.2m au-dessus du radier en vue d'éviter d'introduire dans la distribution des boues ou des sables qui éventuellement pourrait se décomposer.

On réserve au minimum 0.5m au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite en cas d'abaissement maximal du plan d'eau.

L'extrémité de la conduite est munie d'une grille ou crépine courbée pour éviter le phénomène de vortex.

En cas de rupture de la conduite de distribution et dans l'hypothèse d'un grand réservoir, il faut avoir la possibilité de l'isoler rapidement pour éviter les pertes d'eau en cas de cassure de la conduite de distribution .il pourra être envisagé de rendre automatique la fermeture du robinet en utilisant une vanne-papillon qui se met en marche dès qu'une surtension se manifestera dans la conduite.

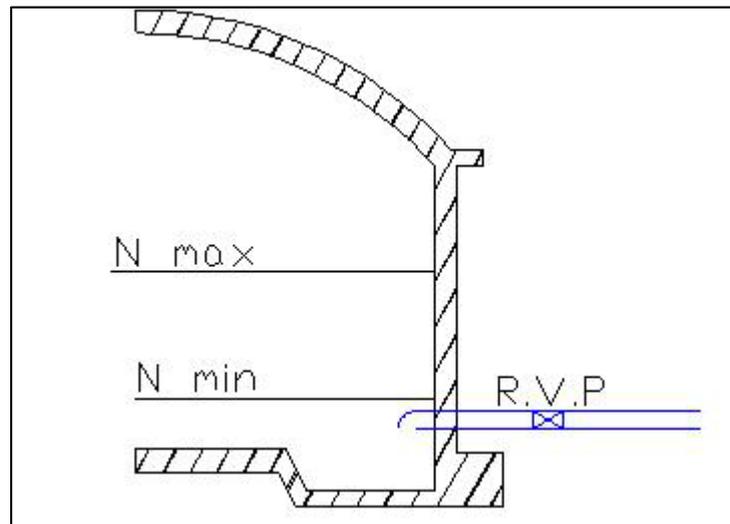


Figure V. 8: Conduite de départ

✓ Conduite de trop-plein

La conduite du trop-plein est destinée à empêcher l'eau de dépasser le niveau maximal, elle se termine par un système simple bout à emboîtement.

L'extrémité de cette conduite doit être en forme de siphon afin d'éviter l'introduction de certains corps nocifs dans la cuve.

✓ Conduite de vidange

La conduite de vidange placée au point bas du réservoir permet une décharge complète vers l'égoût pour permettre l'inspection et le nettoyage du réservoir, ainsi que d'éventuelles réparations.

Elle part du point bas du réservoir et se raccorde sur la canalisation de trop-plein, Elle comporte un robinet vanne qui doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter le dépôt de sable (difficulté de manœuvre).

Un dispositif de clapet de nez doit être installé sur les canalisations de trop-plein et de vidange afin de protéger le réservoir d'éventuelle contamination.

Des détecteurs de niveau peuvent être installés dans le réservoir pour signaler les niveaux critiques, le niveau de débordement et le niveau bas notamment pour la protection des pompes.

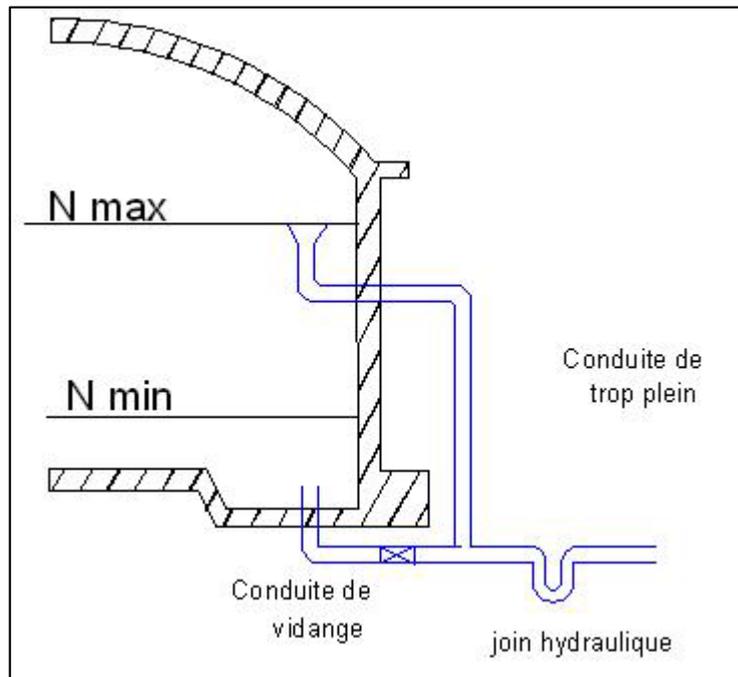


Figure V.9: Conduite de vidange et de trop plein.

✓ **Conduite By-pass :**

Cette conduite est utilisée pour relier la conduite de départ et la conduite d'arrivée, elle isole la cuve en cas de nettoyage et de réparation.

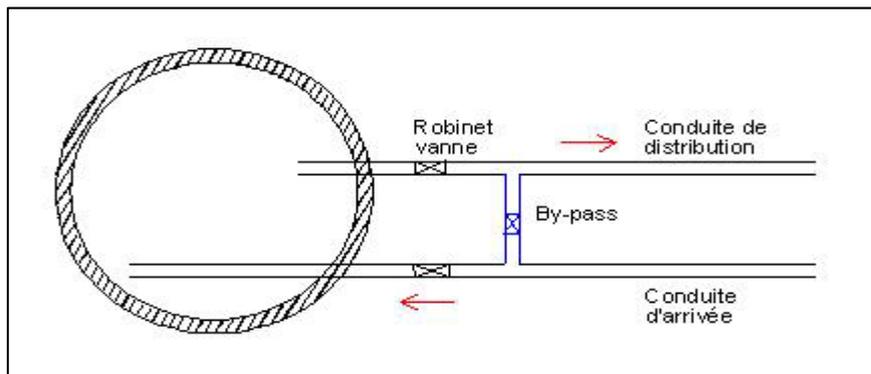


Figure V. 10: conduite by-pass

✓ **Matérialisation de la réserve d'incendie :**

Pour conserver sûrement une réserve permettant de lutter contre l'incendie, il faut en interdire son utilisation, pour cela la figure (N°V.11) présentée un système en siphon :

- (En temps normale 1 est fermé 2 est ouvert, en cas de sinistre il suffit d'ouvrir le 1), la réserve dans ce cas de sinistre une zone d'eau morte ' qui peut avec le temps, donner une odeur désagréable à l'eau du réservoir.

Lèvent d'un siphon interdit l'utilisation au-dessous du niveau N_{min} tant que la vanne 2 est fermée (vanne d'incendie)

Son fonctionnement est le suivant :

Normal : 3 et 1 ouverts, le 2 est fermé.

Incendie : il suffit d'ouvrir 1 et 2.

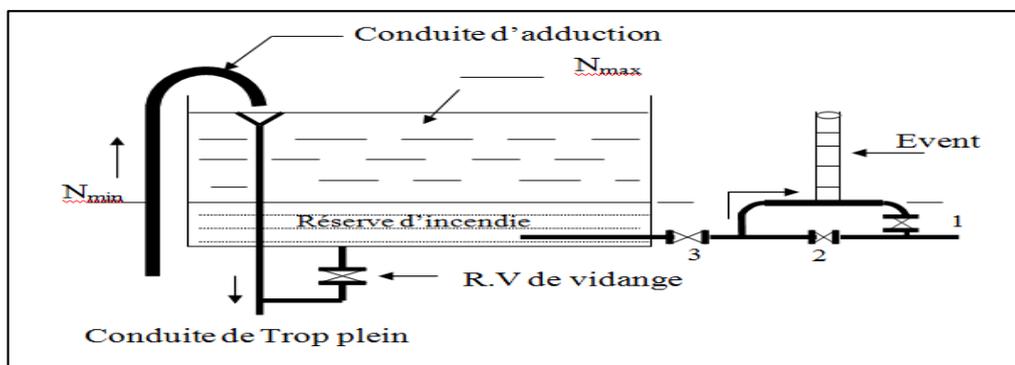


Figure V. 11: Matérialisation de la réserve d'incendie

V.10 Conclusion :

Dans ce chapitre, on a déterminé la capacité et les dimensionnements de différents ouvrages hydrauliques comme le réservoir d'alimentation d'une capacité de 400m³ et le réservoir tampon de capacité 20m³ Pour satisfaire les besoins en eau des agglomérations et assurer le bon fonctionnement de l'adduction.

Chapitre VI :

Adduction

VI.1 Introduction

L'adduction est le moyen de transport d'eau à partir d'une source d'alimentation (puits, forage, barrage, ...) vers les réservoirs de stockage ou directement vers le réseau de distribution ; se fait à l'aide de canalisations soit par pompage ou gravitairement.

Le but de ce chapitre est de faire une étude d'un nouveau système d'adduction pour combler le déficit de la ville de Douayette, aussi de projeter les ouvrages nécessaires.

VI.2 Types d'adduction

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

- Adduction gravitaire ;
- Adduction par refoulement ;
- Adduction mixte ;

✓ Adduction gravitaire

Dans une adduction gravitaire, le point de captage se situe à une altitude supérieure à celle du réservoir de l'agglomération et l'écoulement se fait gravitairement c'est-à-dire sous l'effet de la gravité.

✓ Adduction par refoulement

Dans une adduction par refoulement, le point à alimenter se trouve à une altitude supérieure à celle du captage donc l'écoulement est en charge par pompage.

✓ 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 ou relais.

VI.3 Choix de tracé des conduites

✓ Tracé en plan

Les conduites d'adduction seront posées le long des voies de communication existantes pour des raisons économiques, de facilité de pose et de maintenance ultérieure des installations (accès facile aux regards de robinetteries).

✓ Profil en long

Les conduites d'adduction sont souvent enterrées pour des raisons de protection, de commodité d'exploitation et de régularité de la température de l'eau. Elles ont des profils en long différents de celui du terrain naturel. Le choix d'un profil en long poursuit trois (3) objectifs :

- Minimiser les terrassements à l'exécution ;
- Vidanger des tronçons de conduites en cas de maintenance curative au préventive
- évacuer l'air qui pourrait s'y accumuler dont les conséquences sont :
 - La réduction de débit
 - Le gaspillage d'énergie
 - Les coups de bélier.

Il faut éviter les tracés trop accidentés dont les conséquences sont la création de plusieurs zones de surpression et de dépression, la dégradation des jonctions des éléments de conduite, ainsi que la formation de poches d'air. Pour protéger et entretenir la conduite, le profil en long choisi tiendra compte de la nécessité d'accumuler l'air non dissous en des points hauts prédéterminés où seront installés les appareils d'évacuation de cet air et de créer des points bas où seront construits des systèmes de décharge des conduites. En pratique, les dispositions suivantes seront prises :

- Chercher un profil en long aussi régulier que possible de préférence avec une rampe toujours dans le même sens vers le réservoir d'accumulation.
- Réduire le nombre de changements de pente dû au relief du terrain naturel.
- Lorsque le profil du terrain naturel est horizontal, il faut créer des pentes artificielles de 0.2 à 0.3% en partie montante sur une distance d'environ 100 m et 0.4 à 0.6% en partie descendante sur une distance d'environ 50 m.
- Allier au profil en long idéal le tracé en plan le plus court pour réduire les frais d'établissement et aussi d'exploitation (réduction des pertes de charge et du cout de la canalisation).

✓ Choix du type du matériau de la tuyauterie

Le choix du matériau des conduites enterrées dépend aussi bien de leur fiabilité technique et économique. Cette faisabilité sur le plan technique dépend de plusieurs exigences telles que :

- Résistance aux attaques chimiques, aux pressions et à la résistance Charges mobiles.
- Adaptation aux terrains de pose.
- Bonne étanchéité.
- Facilité d'entretien et de mise en service.
- Sur le plan économique cette faisabilité dépend essentiellement.
- De la fourniture et pose.
- La disponibilité sur le marché local (de préférence).

Parmi les matériaux utilisés, nous pouvons citer : L'acier, la fonte, le béton, le PVC (polychlorure de vinyle non plastifié) et le PE (polyéthylène) à haute densité PEHD ou bas densitéPEBD.

Dans notre projet, nous avons opté pour les conduites en PEHD en raison des avantages qu'ils présentent :

- Disponibilité sur le marché (production locale)
- Résistance à des pressions importantes.
- Facile à poser (grande flexibilité) et possibilité d'enroulement en couronnes pour Les petits diamètres.
- Longue durée de vie prouvée par l'expérience et les tests de vieillissement (Durée de vie 50 ans à20°C).
- Bonnes caractéristiques hydrauliques (coefficient de rugosité fiable)
- Répond parfaitement aux normes de potabilité.
- Résiste à la corrosion interne, externe et micro biologique.
- Se raccorde facilement à d'autres réseaux (fonte, acier).
- Insensible aux mouvements de terrain (tremblement de terre).

VI.4 Calcul hydraulique de la variante

✓ **1'adduction gravitaire**

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

$$\Delta H = \frac{16.L.\lambda.Q^2}{2g.\pi^2.D^5} \dots\dots\dots(VI.1)$$

$$D = \sqrt[5]{\frac{16.L.\lambda.Q^2}{2g.\pi^2.\Delta H}} \quad (m) \dots\dots\dots(VI.2)$$

Avec :

- Q : le débit véhiculé dans la conduite.
- L : longueur de la conduite (13,400 m).
- g : la force de la pesanteur (9,81m/s2).
- λ : Coefficient de perte de charge linéaire.

✓ **Adduction gravitaire**

Le dimensionnement des adductions gravitaire doit répondre aux critères suivants :

- Détermination du diamètre le plus avantageux ;
- Choix du tracé de la conduite pour avoir la longueur minimale ;
- Type de tuyau à utiliser ;
- Pose de canalisation ;
- Protection de la conduite contre les effets intérieurs et extérieurs ;
- Organes accessoires ;

• **Méthode de calcul**

Quatre paramètres interviennent pour le calcul d'une conduite gravitaire :

- Le Débit.....Q ;
- Le DiamètreD ;
- La Vitesse.....V ;
- Les Pertes de charge.....ΔH ;(charge disponible).

Principe de dimensionnement :

Le dimensionnement de la conduite d’adduction se fait de telle façon que la conduite doit véhiculer la totalité du débit maximum journalier et puisque elle travaille en gravitaire, il s’agit de déterminer le diamètre avantageux, la charge disponible faisant la différence est calculée en entre la cote du terrain du réservoir existant de Béni lahcene et la cote du trop-plein du réservoir de stockage projeté sur longueur de

La charge disponible :

$$\Delta H_d = C_{p \text{ amont}} - C_{p \text{ aval}} \dots\dots\dots (VI.3)$$

$$\Delta H = 1095 - 937$$

$$\Delta H_d = 158 \text{ mce}$$

NB : comme la charge disponible est assez grande et on a un terrain accidenté ce qui nous impose de projeter un réservoir tampon qui protège la conduite contre le phénomène coup de bélier ;

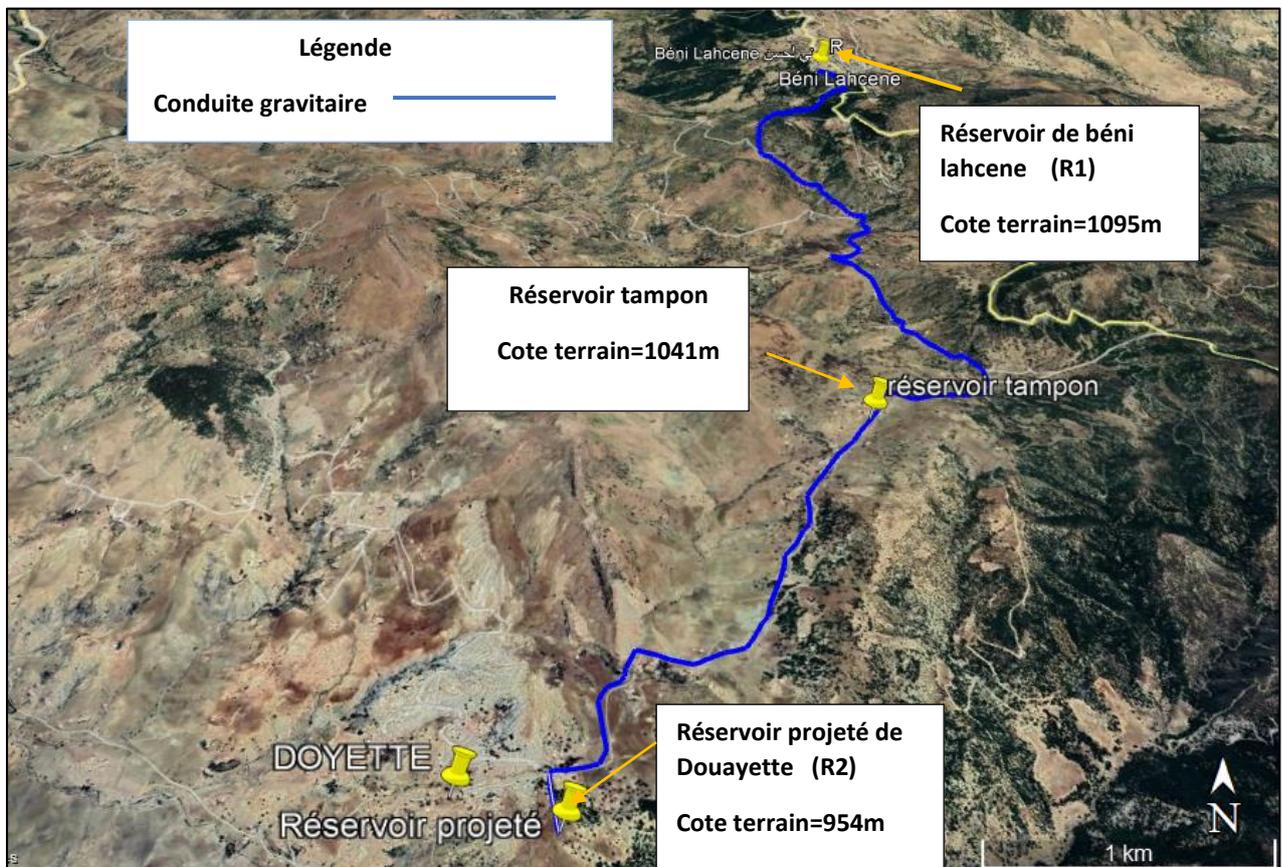


Figure VI. 1: Tracé de l’adduction

NB : Pour la hauteur du réservoir tampon en prend 3m car généralement les hauteurs du réservoir compris entre (3m à 6m).

✓ **Dimensionnement du tronçon (réservoir béni lahcene de cote du radier (1095m) au cote trop plein du réservoir tampon projeté :**

la hauteur du réservoir tampon est de h= 3m alors la cote du trop-plein est 1044m

Le diamètre de de cette conduite gravitaire doit avoir un diamètre minimal et une pression acceptable.

Le diamètre de l'adduction étant inconnu, donc on va se baser sur le calcul de ce dernier par :

• **La charge disponible Hd :**

$$\Delta H_d = 1095 - 1044$$

$$\Delta H_d = 51 \text{m}$$

Mais par hypothèse on suppose que la charge disponible est égale à la perte de charge engendrée dans la conduite.

D'où : $\Delta H_d = \Delta H$

On estime la perte de charge singulière à 10% des pertes de charge linéaire donc

$$\Delta H_s = 1.1 \times \Delta H_l$$

ΔH_l : perte de charge linéaire.

ΔH_s : perte de charge singulière.

Pour le calcul du diamètre par la formule de darcy on propose que $\lambda = 0.017$

$$D = \sqrt[5]{\frac{1.1 \times 16 \times 4545.28 \times 0.017 \times 0.011^2}{2 \times 9.81 \times 3.14^2 \times 56.1}}$$

$D = 0.110 \text{m} = 110 \text{mm}$.

✓ En vérifiant λ par le diagramme de Moody :

Diamètre(mm)	Rugosité (mm)	Viscosité	Vitesse(m/S)
111	0.01	0.011×10^{-4}	1.2

$$Re = \frac{VD}{\nu} = 1.2 \times 10^5$$

⇒ de Moody $\lambda_1 = 0.018$

$$\frac{\varepsilon}{D} = 9.43 \times 10^{-5}$$

✓ On pose $\lambda = 0.018$:

$$Re = \frac{VD}{\nu} = 1.2 \times 10^5$$

⇒ $\lambda_2 = 0.018$

$$\frac{\varepsilon}{D} = 9.26 \times 10^{-5}$$

D'où $\lambda = \lambda_2 = 0.018$.

On arrête La deuxième itération ⇒ D=108mm

⇒ 110mm < D < 125mm Avec PN16.

Donc : Dn=125mm

- **Vérification de vitesse pour le diamètre normalisé :**

➤ Dn=125mm ⇒ Dint=105mm

$$V_1 = \frac{4 * Q}{3.14 * D^2} = \frac{4 * 0.011}{3.14 * 0.105^2}$$

$$V_1 = 1.32 \text{ m / s}$$

✓ **Après ce calcul ; Les deux diamètres donnent des vitesses admissibles.**

- **Vérification de la perte de charge :**

$$\Delta H = \frac{8 \times 4545.28 \times 0.018 \times 0.011^2}{9.81 \times 3.14^2 \times 0.105^5}$$

$$\Delta H = 63.63 \text{ mce}$$

Tableau VI. 1: Caractéristique de la conduite de (béni lahcene -réservoir tampon)

Conduite	Dexterieur (mm)	Dinterieur (mm)	Débit m^3/s	λ	L (m)	ΔH (mce)	Vitesse (m/s)
PEHD PN 16	125	105	0.011	0.018	4545.28	63.63	1.27

✓ **Dimensionnement du tronçon (réservoir tampon de cote du radier (1041m) au cote trop plein du réservoir projeté de béni lahcene projeté**

On a la hauteur du réservoir $h = 6m$ alors la cote du trop-plein est 963m

NB : La principe de dimensionnement de la conduite qu'elle soit pleine au moment où le réservoir tampon se vide avec la fermeture lente de la vanne.

$$\Delta H_d = 1041 - 960$$

$$\Delta H_d = 81m$$

On estime les pertes de charge singulière à 10% des pertes de charge linéaire donc

$$\Delta H_s = 1.1 \times \Delta H_l$$

✓ Pour le calcul du diamètre par la formule de darcy on propose que $\lambda = 0.017$

$$D = \sqrt[5]{\frac{1.1 \times 8 \times 2956.2 \times 0.017 \times 0.011^2}{9.81 \times 3.14^2 \times 85.8}}$$

$$D = 0.092m = 92mm.$$

En vérifiant λ par le diagramme de Moody :

$$Re = \frac{VD}{\nu} = 1.2 \times 10^5$$

$$\Rightarrow \lambda_1 = 0.018$$

$$\frac{\varepsilon}{D} = 0.0001$$

✓ On suppose que $\lambda = 0.018$:

$$D = \sqrt[5]{\frac{8 \times 2956.2 \times 0.018 \times 0.011^2}{9.81 \times 3.14^2 \times 85.8}}$$

$$Re = \frac{VD}{\nu} = 1.4 \times 10^5$$

$$\Rightarrow \lambda_2 = 0.018$$

$$\frac{\varepsilon}{D} = 0.0001$$

On arrête la 2^{ème} itération car : $\lambda = \lambda_1 = 0.018$

Donc : $D = 92 \text{ mm} \Rightarrow 75 \text{ mm} < D < 110 \text{ mm}$ avec PN16.

- **Vérification des vitesses pour les deux diamètres normalisés**

➤ $D_n = 110 \text{ mm} \Rightarrow D_{int} = 90 \text{ mm}$

$$V_2 = \frac{4 * Q}{3.14 * D^2} = \frac{4 * 0.011}{3.14 * 0.09^2}$$

$$V_2 = 1.73 \text{ m / s}$$

- **Vérification de la perte de charge :**

$$\Delta H = \frac{8 \times 2956.2 \times 0.018 \times 0.011^2}{9.81 \times 3.14^2 \times 0.09^5}$$

$$\Delta H = 89.44 \text{ mce}$$

Tableau VI. 2: Caractéristique de la conduite de (réservoir tampon -réservoir projeté)

Conduite	D _{exterieur} (mm)	D _{interieur} (mm)	Q(m ³ /s)	λ	L(m)	ΔH (mce)	V (m/s)
PEHD PN16	110	90	0.011	0.018	2956.2	89.44	1.73

VI.5 Protection des conduites d'adduction contre le coup de bélier

✓ Définition

Le coup de bélier résulte d'un écoulement non permanent qui apparaît dans une conduite lorsqu'on provoque une variation importante et souvent rapide du débit à l'extrémité aval de celle-ci. C'est-à-dire que chaque tranche d'eau de la conduite subit des variations brusques de pression et de vitesse à des instants différents (Propagation par ondes) ; le coup de bélier est donc un phénomène "oscillatoire".

✓ Causes du coup de bélier

Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire transitoire dont les causes les plus fréquentes sont :

- L'ouverture ou la fermeture brusque des vannes dans les conduites en charge à écoulement gravitaire ;
- La mise en marche ou l'arrêt des pompes dans les conduites en charge par refoulement ;
- Le remplissage ou la vidange d'un système d'AEP ;
- La modification de la vitesse d'une pompe ;
- La disparition de l'alimentation électrique dans une station de pompage est cependant la cause la plus répandue du coup de bélier ;
- La mise en marche ou la modification de l'opération d'une turbine

VI.5.1.1 Risques dus aux coups de bélier

Le phénomène du coup de bélier est caractérisé principalement par l'apparition de surpressions et/ou de dépressions qui peuvent atteindre des grandeurs assez considérables, ce qui aura pour conséquence la rupture des conduites soit par éclatement ou aplatissement.

VI.5.1.2 Protection contre le coup de bélier

Il est impératif de prendre des précautions contre les effets du coup de bélier. Un certain nombre des dispositions peuvent être prises à cet égard, que nous allons examiner plus ou moins brièvement dans ce qui suit, en fonction de l'importance qu'elles peuvent prendre dans les adductions d'eau potable.

Ils existent différents moyens de protection des installations contre le ce phénomène :

- ✓ Vanne à fermeture lente ;
- ✓ Soupape de décharge ;
- ✓ Cheminée d'équilibre ;
- ✓ Volant d'inertie ;

NB : Pour notre cas on choisit une vanne à fermeture lente car cette solution nous permet de protéger les conduites d'adduction Il s'agit en fait davantage de limiter l'intensité du coup de bélier qui se produira

- Pour la protection de la conduite gravitaire contre le phénomène du coup de bélier, on se contentera de la détermination du temps de fermeture de la dernière vanne sur cette conduite.

Les ondes de surpression et de dépression sont caractérisées par une vitesse de Propagation donnée par la formule améliorée par Pr B.SALAH :

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{1 + \frac{K \cdot 2 \cdot a \cdot (1 - v_m^2) \cdot (1 - v_s)}{(1 - v_m^2) \cdot a \cdot E_s + E_m \cdot e_m \cdot (1 - v_s)}} \dots\dots\dots(VI.4)$$

Avec :

C : Célérité en [m/s]

k : Coefficient de compressibilité de l'eau ; $k = 2,07 \cdot 10^9$ pascal

ρ : Masse volumique de l'eau ; $\rho = 1000$ kg / m³

e_m : Epaisseur de la conduite (m)

a : Rayon intérieur de la conduite (m)

ν_m : Coefficient de poisson du matériau de la conduite ; $\nu_m = 0,46$ (PEHD)

ν_s : Coefficient de poisson du sol entourant la conduite ; $\nu_s = 0,33$

E_m : Le module de Young du matériau de la conduite ; $E_m = 3 \cdot 10^9$ Pascal

E_s : Module de Yong du sol considéré $E_s = 2 \cdot 10^8$ Pascal ;

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI. 3: Caractéristique des conduites d'adduction

Tronçon	Dext (mm)	e (mm)	D _{int} (mm)	L (m)	Hg(m)	V(m/s)
Réservoir béni lahcene-RT	125	11.4	105	4545.29	51	1.27
RT – Réservoir projeté	110	10	90	2956.2	78	1.73

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

Tableau VI. 4: Calcul de célérité d'onde

Tronçon	K (Pa) ($\times 10^9$)	P (Kg/m ³)	a(m)	ν_m	ν_s	Es(Pa) ($\times 10^8$)	Em(Pa) ($\times 10^9$)	e_m (m)	C (m/s)
R1-RT	2.07	1000	0.105	0.46	0.33	2	3	0.0114	396.24
RT- R2	2.07	1000	0.09	0.46	0.33	2	3	0.010	554

- Le temps de retour de l'onde est régi par la formule suivante :

$$t_r = \frac{2L}{C} \dots\dots\dots (VI.5)$$

t_r : temps de retour de l'onde de déformation (s).

L : longueur de la conduite (m) ;

c : célérité d'onde (m/s) ;

Tableau VI. 5: Les valeurs du temps de retour de l'onde

Tronçon	L(m)	C (m/s)	tr(s)
R1-RT	4545.28	396.24	23
RT-R2	2956.2	554	11

Les dépressions et les surpressions sous moyens de protection peuvent atteindre

les valeurs maximales suivantes :

- La surpression :

$$H_s = H_g + b \dots\dots\dots(VI.6)$$

- La dépression :

$$H_d = H_g - b \dots\dots\dots(VI.7)$$

Avec : $b = \frac{C V_0}{g}$

Tableau VI. 6: Calcul de surpression et dépression

Tronçon	V₀(m/s)	b(m)	H_g (m)	H_s (mce)	H_d (mce)
R1-RT	1.27	51.30	51	102. 3	-0.29
RT-R2	1.73	97.7	78	175.7	< -10

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

$$b = \frac{2.L.V_0}{g.T} \dots\dots\dots \text{(VI.8)}$$

L : la longueur de la conduite (m) ;

V0 : Vitesse d'écoulement m /s ;

T : le temps de fermeture de la vanne.

On vérifie la valeur de la surpression pour une durée de fermeture du robinet vanne de 4min et est ce qu'elle est suffisante pour amortir l'effet du coup de bélier.

Tableau VI. 7: les valeurs du coup de bélier

Tronçon	L(m)	T(s)	V0(m/s)	b(mce)
R1-RT	4545.28	60	1.27	19.61
RT-R2	2956.2	60	1.73	12.76

VI.6 Conclusion

D'après notre étude nous avons abouti à des conduites de diamètres 110mm et 125 mm qui permettent de véhiculer les débits jusqu'au réservoir de stockage par un intermédiaire d'un réservoir tampon. En prenant compte de la protection contre phénomène de coups de bélier ; Pour diminuer ce dernier, il faut qu'on installe une protection contre ce phénomène par une vanne à fermeture lente.

Chapitre VII :

Dimensionnement du réseau

VII.1 Introduction

Après la détermination de différentes anomalies et les problèmes Après le diagnostic du réseau existant dans ce chapitre on va dimensionner le réseau de distribution à l'horizon d'étude 2051 Pour que les performances d'un réseau de distribution soient satisfaisantes, ce dernier doit être en mesure de fournir, des pressions et des vitesses acceptables.

VII.2 Les types de réseaux

On distingue trois types de réseaux :

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

✓ Les réseaux maillés

Pour la distribution en eau des agglomérations de moyenne et de grande importance, ils présentent une solution plus adéquate grâce à leur sécurité et leur Souplesse d'utilisation.

Ils sont utilisés en général dans les zones urbaines, et tend à se généraliser dans les agglomérations rurales sous forme associée aux réseaux ramifiés (limitation de Nombres de mailles en conservant certaines ramifications).

Les réseaux maillés sont constitués principalement d'une série de canalisation Disposée de telle manière qu'il soit possible de décrire des boucles fermées ou Maillées.

✓ Réseaux ramifie

On les appelle ainsi grâce à leur structure arborisant fréquemment utilisés dans les petites agglomérations rurales leur inconvénient, c'est que dans les conduites il n'y a qu'un seul cheminement possible, en cas d'incident sur la conduite principale, toute la partie avale sera privée d'eau.

Eventuellement, on peut utiliser d'autres types de réseaux :

- Réseau mixte, qui est un réseau maillé comportant en cas de besoin quelques ramifications permettant d'alimenter quelques zones isolées de la ville (zones industrielles ou zones rurales).
- Réseaux étagés, dans le cas où la topographie est très tourmentée.

Remarque : vu la configuration de notre zone et une petite agglomération rurale ainsi qu'elle est éparpillée on a opté pour le réseau mixte.

VII.3 Conception d'un réseau

Plusieurs facteurs ont une influence sur la conception du réseau :

- L'emplacement des quartiers.
- L'emplacement des consommateurs principaux.
- Le relief.
- Le souci d'assurer un service souple et régulier.

VII.4 Choix du type de matériaux

Dans le but du bon choix du type de matériau, on prend en compte les paramètres suivants :

- 1- Le diamètre
- 2- La pression de service à supporter par le matériau
- 3- Les conditions de pose
- 4- Le prix de la conduite
- 5- La durée de vie du matériau
- 6- La disponibilité de ce dernier sur le marché

Dans notre cas nous avons opté pour les conduites en PEHD.

VII.5 Calcul hydraulique du réseau de distribution pour l'horizon 2051

Le calcul du réseau de distribution se fera pour les deux cas suivants : cas de pointe.

• Détermination des débits

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

- On détermine la longueur de chaque tronçon du réseau.
- On calcule le débit en route pendant l'heure de pointe.
- On détermine le débit spécifique en considérant le débit en route.

✓ **Calcul hydraulique du réseau projeté**

D'après les résultats du **Tableau III.5.3 (chapitre III)** donnant la consommation horaire de notre agglomération, on constate que l'heure de pointe est entre 12h et 14h et égale à :

$$Q_{pte} = 63,93 \text{ m}^3/\text{h}.$$

$$Q_{pte} = 17.76 \text{ l/s}$$

Q_{pte} : Débit de pointe de consommation.

• **Débit en route Q_{rte} :**

$$Q_{rte} = Q_{pte} - \sum Q_{cc} \dots\dots\dots \text{(VII.1)}$$

$$\sum Q_{cc} = \sum Q_{ind} = 0,57 \text{ l/s (On a projeté une fromagerie pour l'horizon 2051)}$$

Donc : $Q_{rte} = 17.76 - 0.57 = 17.19 \text{ l/s}$;

• **Débit spécifique :**

$$q_{sp} = \frac{Q_{rte}}{\sum L_r} \dots\dots\dots \text{(VII.2)}$$

$\sum L_r$: La somme des longueurs des tronçons du réseau assurant le service route

$$q_{sp} = \frac{17.19}{16961}$$

$$q_{sp} = 0,0010 \text{ l/s/ml}$$

• **Calcule des débits en route pour chaque tronçon**

Le débit en route se définit comme étant le débit réparti uniformément le long d'un tronçon de réseau, le débit en route est donné par la formule suivante :

$$Q_r = q_{sp} \cdot L_i \dots\dots\dots \text{(VII.3)}$$

Q_r : Débit route du tronçon.

L_i : La longueur du tronçon.

Débits aux nœuds (Q_n) :

La formule utilisée est la suivante :

$$Q_{ni} = 0.5 \times \sum Q_r + \sum Q_{cc} \dots\dots\dots \text{(VII.4)}$$

Les résultats relatifs aux calculs des débits en route et aux nœuds pour le cas de pointe pour l'horizon 2051 sont récapitulés dans le tableau (VII.1)

Tableau VII. 1: Calculs de débits routes et nodaux du village de Douayette (réseau projeté)

Nœuds	Tronquons	Longueurs m	Débit route l/s	Débits nodaux l/s
N1	P1	319,9	0,31	1,325
	P9	1694	1,62	
	P10	761,3	0,73	
N2	P1	319,9	0,32	1,032
	P25	313,5	0,29	
	T14	1528,24	1,46	
N3	P2	969,3	0,93	0,667
	P24	428,7	0,41	
N4	P2	969,3	0,93	1,511
	P3	682,6	0,65	
	P4	1512	1,44	
N5	P3	682,6	0,65	1,113
	T5	470,36	0,45	
	T13	1178,67	1,13	
N6	P4	1512	1,44	1,655
	P5	419,3	0,40	
	T14	1528,24	1,46	
N7	P5	419,3	0,40	0,723
	P6	922,2	0,88	
	T3	173,84	0,17	
N8	P6	922,2	0,88	0,843
	P27	172,3	0,16	
	T4	670,5	0,64	
N9	T9	265,1	0,25	0,928
	T10	814,3	0,78	
	P22	864,2	0,83	
N10	T6	234,08	0,22	0,112
N12	P9	1694	1,62	0,809
	T10	814,3	0,78	1,198
N13	P10	761,3	0,73	0,363
N16	P12	380,4	0,36	0,992
	P21	833,9	0,79	
	P22	864,2	0,83	
N17	P12	380,4	0,36	0,182
N19	P7	397,8	0,38	0,297
	P15	223,3	0,21	
N20	P7	397,8	0,38	0,869
	P20	575,7	0,55	
	P26	847,8	0,81	

Tableau VII. 2 : Calculs de débits routes et nœuds du village de Douayette
(Réseau projeté) (suit)

Nœuds	Tronçons	Longueurs m	Débit route l/s	Débits nœuds l/s
N21	P15	223,3	0,21	0,874
	P24	428,7	0,41	
	T13	1178,67	1,13	
N23	T5	470,36	0,45	0,779
	P25	313,5	0,30	
	P26	847,8	0,81	
N25	T15	265,1	0,25	0,312
	P18	153,8	0,15	
	T6	234,08	0,22	
N26	P18	153,8	0,15	0,643
N27	P19	195,7	0,19	0,812
	P21	833,9	0,79	
	T4	670,5	0,41	
N28	P19	195,7	0,19	0,093
N29	P20	575,7	0,55	0,275
N32	P27	172,3	0,17	0,082
N33	T3	173,84	0,17	0,083

NB : En ajoutant le débit concentré dans le nœud N26.

VII.6 Simulation hydraulique du réseau projeté

✓ Répartition arbitraire des débits (Méthode de calcul)

Après avoir calculé les débits aux nœuds on peut répartir arbitrairement les débits afin de déterminer les diamètres des conduites, la méthode utilisée dans les calculs du réseau de distribution est de HARDY CROSS basée sur deux lois :

- La première loi de Kirchhoff selon laquelle la somme des débits qui aboutissent à un nœud est égale à la somme des débits qui s'en éloignent.
- 2eme loi (loi des mailles) : Le long d'un parcours orienté et fermé, la somme des pertes de charges est nulle.

✓ Résultat de la simulation

Pour le calcul des paramètres hydraulique du réseau on a utilisé le logiciel EPANET, en introduisant les données nécessaires pour le cas de fonctionnement : Cas de pointe.

✓ Présentation du logiciel de calcul EPANET

Epanet est un logiciel développé pour la simulation du comportement des systèmes de distribution d'eau d'un point de vue hydraulique et également d'un point de vue qualité de l'eau.

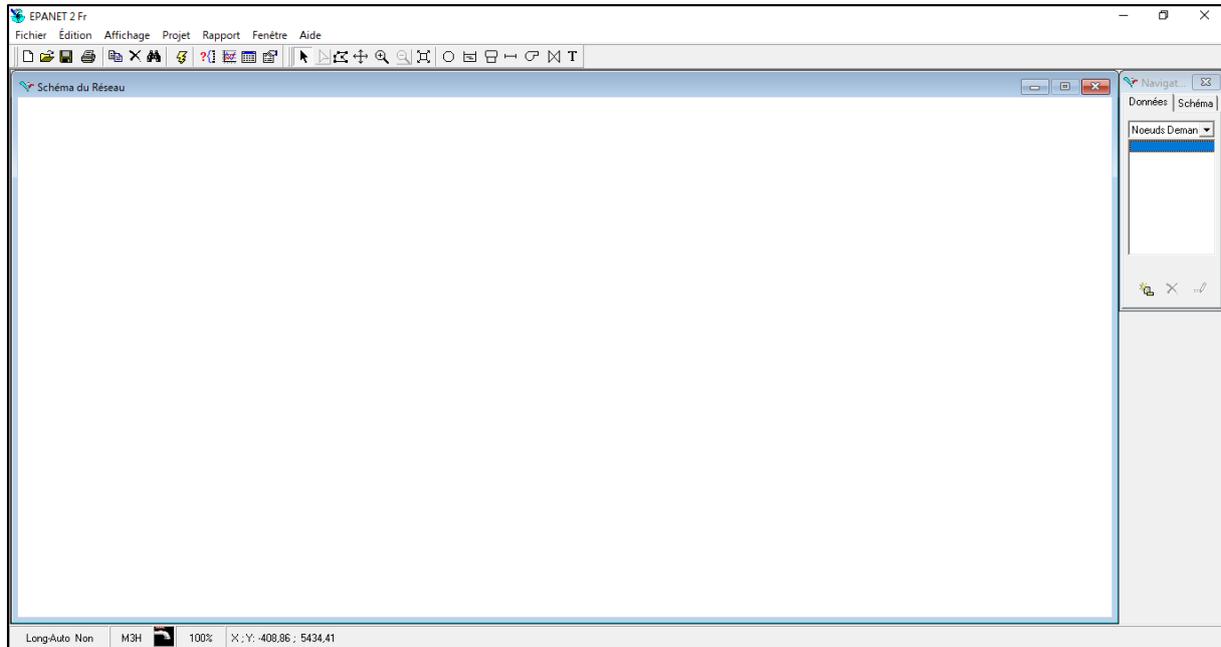


Figure VII. 1: L'interface du logiciel Epanet

✓ Etapes d'utilisation d'EPANET

Les étapes de l'utilisation d'EPANET pour modéliser un système de distribution d'eau sont les suivant :

- ✓ Dessiner un réseau représentant le système de distribution.
- ✓ Saisir les propriétés des éléments du réseau (nœuds et tronçons).
- ✓ Lancer une simulation.
- ✓ Visualiser les résultats de la simulation (sous forme de tableau ou de schémas).

✓ Principe du fonctionnement du logiciel EPANET**VII.6.1.1 Fichier de données**

Sur la boîte de dialogue qui est représenté sur la figure (VII.1), on sélectionne les paramètres suivants :

- ✓ On sélectionne comme unité de débit LPS (l/s).
- ✓ On choisit la formule de perte de charge.

La perte de charge peut être calculée en utilisant une de ces trois formules :

- Formule d'hazan-williams.
- Formule de darcy-weisbach.
- Formule de Chézy-Manning.

La formule de perte de charge est, par défaut, celle de darcy-weisbach, avec un retour possible sur les formules de hazans williams ou de Chézy-Manning.

Pour notre étude on utilise la formule d'hazan-williams.

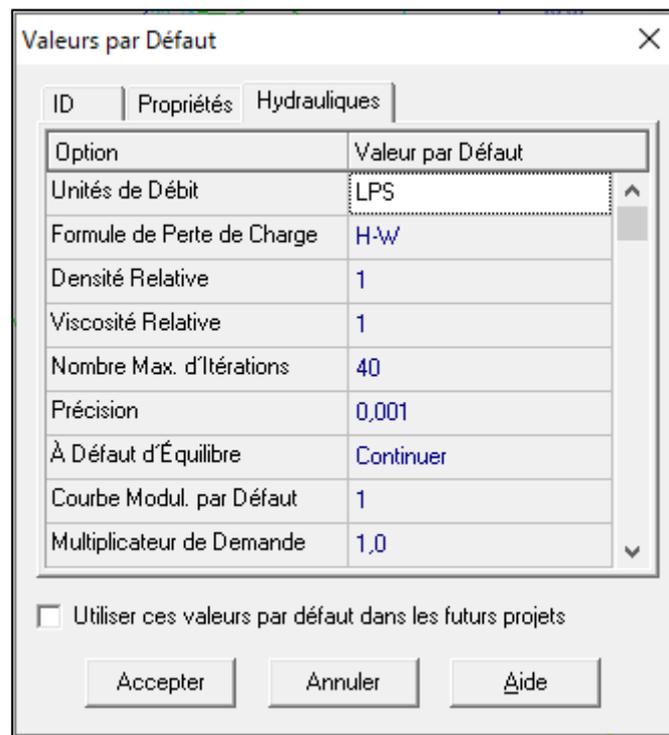


Figure VII. 2: Boîte de dialogue

VII.6.1.2 Propriétés des nœuds de demande

- ID nœud : Numéro du nœud
- Coordonnée X : position horizontale du nœud de demande.
- Coordonnée Y : position verticale du nœud de demande.
- Altitude Z : altitude en mètres par rapport à une certaine référence, L'altitude s'utilise pour calculer la pression dans le nœud de demande.
- Demande de base : la demande d'eau au nœud, exprimée dans l'unité de débit sélectionné (l/s) .

Noeud de Demande n19	
Propriété	Valeur
*ID Noeud	n19
Coordonnée X	379295,84
Coordonnée Y	3958528,71
Description	
Genre	
*Altitude	859,6469577
Demande de Base	0,296529288
Courbe Modul. Demande	
Catégories de Demande	1
Coef. de l'Émetteur	
Qualité Initiale	
Qualité de Source	
Demande Actuelle	0,30
Charge	876,78

Figure VII. 3: Propriétés du nœud.

VII.6.1.3 Propriétés des tuyaux

- ID tuyau : Numéro du tronçon.
- Nœud initial : Etiquette d'identification du nœud d'où le tuyau de départ.
- Nœud final : étiquette d'identification du nœud d'où le tuyau d'arrive.
- Longueur : longueur du tuyau en mètres.
- Diamètre : diamètre du tuyau en (mm).
- Rugosité : coefficient de rugosité du tuyau.

Tuyau p15	
Propriété	Valeur
*ID Tuyau	p15
*Noeud Initial	n19
*Noeud Final	n21
Description	
Genre	
*Longueur	223,3
*Diamètre	102,2
*Rugosité	140
Coef. Pertes Singul.	0
État Initial	Ouvert
Coef.Réact. dans la Masse	
Coef.Réact. aux Parois	
Débit	14,28
Vitesse	1,74

Figure VII. 4: Propriétés de tuyau

VII.6.1.4 Propriétés des réservoirs

- Coordonnée X : position horizontale du réservoir.
- Coordonnée Y : position horizontale du réservoir.
- Altitude du radier : altitude du radier du réservoir en mètre.

Réservoir 1	
Propriété	Valeur
*ID Réservoir	1
Coordonnée X	380089,63
Coordonnée Y	3958293,44
Description	
Genre	
*Altitude du Radier	954,09
*Niveau Initial	2
*Niveau Minimal	0

Figure VII. 5: Propriété du réservoir.

VII.7 Résultats de la simulation

Les résultats de calcul hydraulique du réseau projeté obtenue par l'EPANET pour le cas de pointe sont présentés dans les tableaux suivants :

✓ État des Nœuds du Réseau

Le tableau suivant récapitule l'état des nœuds :

Tableau VII. 3: Cotes piézométriques et pressions dans le réseau projeté du village de Douayette

ID Noeud	Altitude(m)	Demande(l/s)	Charge(m)	Pression(m)
Noeud n1	700,90	1,32	801,17	125,27
Noeud n2	715,92	1,03	811,68	120,76
Noeud n3	835,30	0,67	868,73	33,42
Noeud n4	811,71	1,51	863,86	52,15
Noeud n5	807,33	1,11	844,5	37,16
Noeud n6	837,80	1,66	862,4	27,6
Noeud n7	849	0,72	862,14	15,14
Noeud n8	848,04	0,84	861,7	15,67
Noeud n9	720,72	0,93	782	82,27
Noeud n10	738,83	0,11	776,42	58,59
Noeud n12	710,46	1,2	779,53	105,07
Noeud n13	720,16	0,36	800,47	80,32
Noeud n16	775,35	0,99	807,55	45,19
Noeud n17	779,34	0,18	807,25	40,91
Noeud n18	920	0	949,14	29,14
Noeud n19	859,65	0,3	876,78	20,13
Noeud n20	750,95	0,87	870,9	124,46
Noeud n21	824,33	0,87	871,14	49,8
Noeud n23	730,11	0,78	831,08	117,53
Noeud n25	730	0,31	776,5	67,5
Noeud n26	730	0,64	775,25	66,25
Noeud n27	837,19	0,81	859,47	22,28
Noeud n28	814,88	0,09	859,42	44,54
Noeud n29	745,69	0,27	869,94	130,41
Noeud n32	828,04	0,08	861,67	33,63
Noeud 2	830	0,08	862,11	32,11

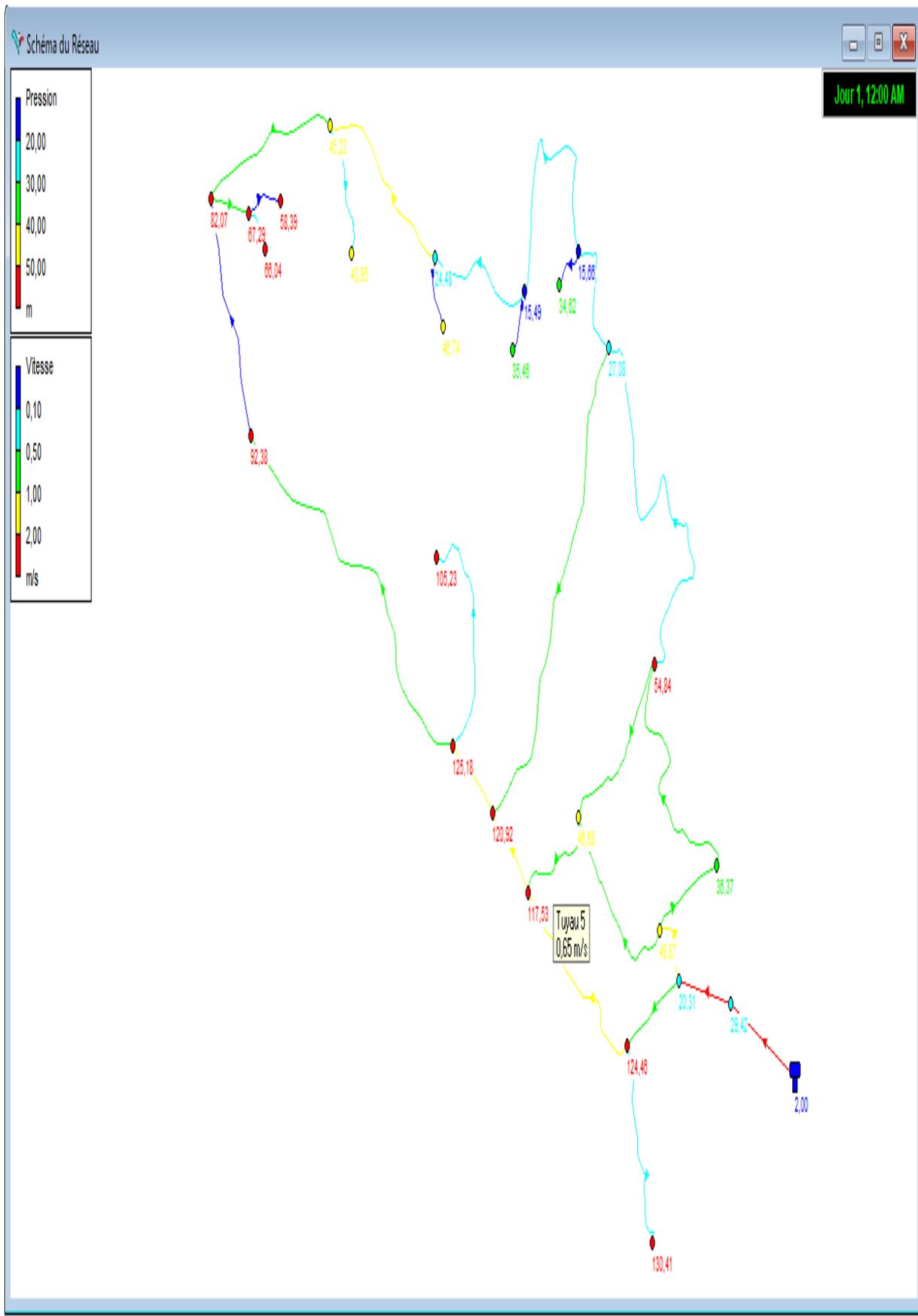


Figure VII. 6: Résultat de simulation 2051 Du village de douayette (pressions et vitesses)

✓ État des tançons du Réseau

Le tableau ci-dessous représente l'état des tronçons :

Tableau VII. 4: Vitesses et pertes de charge dans le réseau projeté du village de Douayette

	Longueur	Diamètre intérieur	Débit	Vitesse	Pert.Charge Unit.
ID Arc	m	mm	l/s	m/s	mce/km
Tuyau p1	319,9	51,4	-2,51	1,21	32,84
Tuyau p2	969,3	130,8	10,62	0,79	5,02
Tuyau p3	682,6	40,8	1,26	0,97	28,37
Tuyau p4	1512	163,6	7,84	0,37	0,96
Tuyau p5	419,3	163,6	6,18	0,29	0,62
Tuyau p6	922,2	163,6	5,38	0,26	0,48
Tuyau p9	1694	40,8	0,82	0,63	12,78
Tuyau p10	761,3	51,4	0,36	0,18	0,92
Tuyau p12	380,4	40,8	0,18	0,14	0,78
Tuyau p15	223,3	102,2	13,28	1,62	25,26
Tuyau p18	153,8	40,8	0,64	0,49	8,13
Tuyau p19	195,7	40,8	0,09	0,07	0,23
Tuyau p20	575,7	40,8	0,27	0,21	1,68
Tuyau p21	833,9	51,4	3,55	1,71	62,26
Tuyau p22	864,2	51,4	2,37	1,14	29,56
Tuyau p24	428,7	130,8	11,29	0,84	5,62
Tuyau p25	313,5	51,4	-3,53	1,7	61,88
Tuyau p26	847,8	51,4	-3,05	1,47	46,98
Tuyau p27	172,3	40,8	0,08	0,06	0,18
Tuyau 1	160,4	102,2	17,76	2,17	43,3
Tuyau 2	899,8	90	17,76	2,79	80,43
Tuyau 3	173,84	40,8	0,08	0,06	0,18
Tuyau 4	670,5	102,2	4,45	0,54	3,34
Tuyau 6	234,08	40,8	0,11	0,09	0,32
Tuyau 5	470,36	40,8	-1,27	0,97	28,54
Tuyau 13	1178,67	40,8	1,12	0,85	22,6
Tuyau 14	1528,24	40,8	0,01	0,01	33,19
Tuyau 9	265,1	40,8	-1,07	0,82	20,75
Tuyau 10	819,56	40,8	0,38	0,29	3,01
Tuyau 7	397,8	73,6	-4,19	0,98	14,76

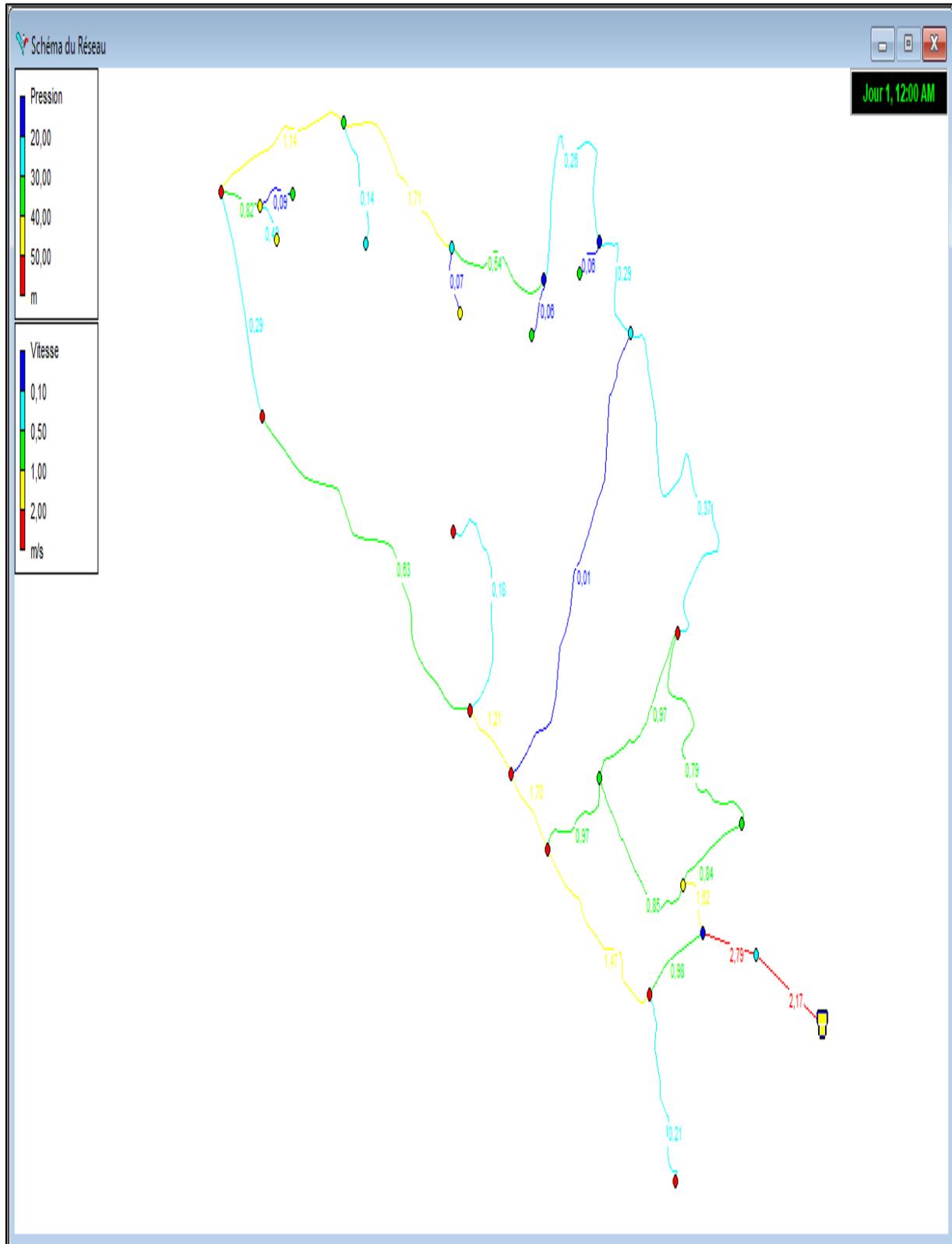


Figure VII. 7: Résultat de simulation 2051 Du village de douayette (Vitesse et perte de charge)

- ✓ **Interprétation des résultats de simulation (village de Douayette)**
- ✓ Les valeurs des pressions en rouge au niveau des nœuds dans les tableaux « Etat des nœuds », sont des pressions qui dépassent la pression maximale 60 mce.
- ✓ La majorité des vitesses sont acceptables mais il y a quelque tronçon qui ont des vitesses faibles entre 0.06m/s et 0.09m/s, car on ne peut pas descendre en dessous du diamètre 50mm, de ce fait ; on doit installer des vidanges au niveau des extrémité aval, afin de faire des vidanges et des chasses régulières pour éviter les dépôts dans les conduites.
- ✓ On va essayer de remédier aux problèmes de pression dans notre réseau en ajoutant une vanne de stabilisation aval consigne de 30 entre (nœud 19, nœud 20) ;
(Créer une perte de charge qui abaisse la pression dans le but de respecter une consigne de pression fixe à son aval) ;

Propriété	Valeur
*Noeud Aval	n20
Description	
Genre	
*Diamètre	73,6
*Type de Vanne	Stab. Aval
*Consigne	30
Coeff. Perte Charge	0
État Préréglé	En régulation

Figure VII. 8: propriétés de la vanne de stabilisation aval

- ✓ **Résultats de la simulation du réseau projeté du village de Douayette avec un réducteur de pression**

Le tableau (VII.5), tableau (VII.6), tableau (VII.11) montrent les résultats de la simulation hydraulique du réseau du secteur caserne est avec l'utilisation du réducteur de pression en cas de pointe et en cas de pointe.

VII.7.1.1 État des Nœuds du Réseau

L'état des nœuds après l'installation d'une vanne de stabilisation aval est présenté dans le tableau ci-dessous :

Tableau VII. 5: Cotes piézométriques et pressions dans le réseau projeté du village de Douayette avec une vanne de stabilisation aval

	Altitude	Demande	Charge	Pression
ID Noeud	m	l/s	mce	mce
Noeud n1	700,90	1,32	749,35	48,45
Noeud n2	715,92	1,03	756,58	40,66
Noeud n3	835,30	0,67	866,94	31,63
Noeud n4	811,71	1,51	861,05	49,34
Noeud n5	807,33	1,11	817,35	10,02
Noeud n6	837,80	1,66	859,43	21,63
Noeud n7	849	0,72	859,13	10,13
Noeud n8	848,04	0,84	858,62	10,58
Noeud n9	720,72	0,93	755,42	34,69
Noeud n10	738,83	0,11	749,84	11,01
Noeud n12	710,46	1,2	744,6	34,15
Noeud n13	720,16	0,36	748,65	28,5
Noeud n16	775,35	0,99	790,88	15,52
Noeud n17	779,34	0,18	790,58	11,24
Noeud n18	920	0	949,15	29,15
Noeud n19	859,65	0,3	876,83	17,18
Noeud n20	750,95	0,87	780,95	30
Noeud n21	824,33	0,87	869,82	45,49
Noeud n23	730,11	0,78	771,57	41,46
Noeud n25	730	0,31	749,92	19,92
Noeud n26	730	0,64	748,67	18,67
Noeud n27	837,19	0,81	855,93	18,74
Noeud n28	814,88	0,09	855,89	41,01
Noeud n29	745,69	0,27	779,98	34,29
Noeud n32	828,04	0,08	858,59	30,55
Noeud 2	830	0,08	859,1	29,1

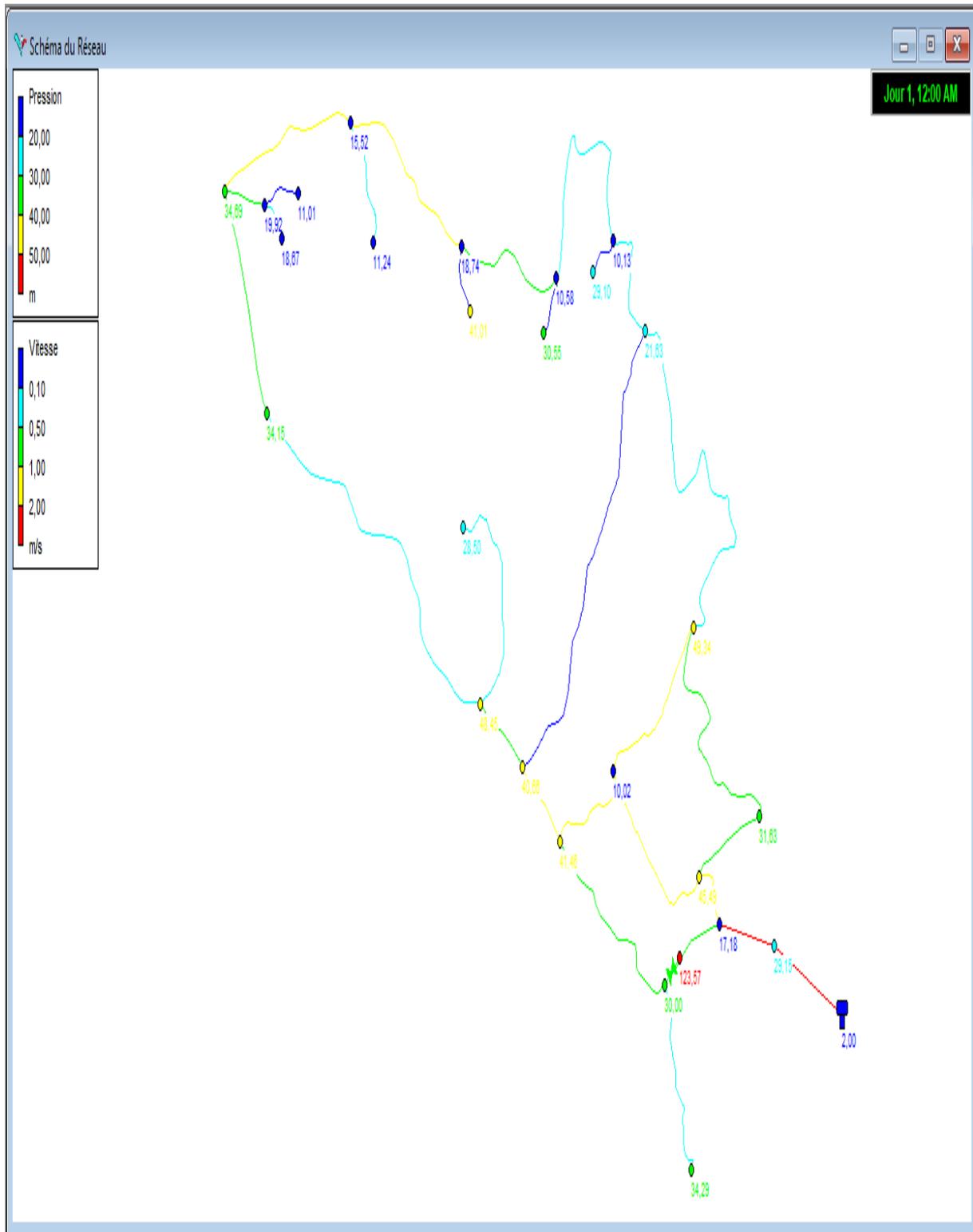


Figure VII. 9: Résultat de simulation 2051 Du village de douayette Avec vanne de stabilisation aval (Pressions et vitesses)

VII.7.1.2 État des tronçons du Réseau

L'état des tronçons après l'installation d'une vanne de stabilisation aval est présenté dans le tableau ci-dessous :

Tableau VII. 6: Vitesses et pertes de charge dans le réseau projeté du village de Douayette avec une vanne de stabilisation aval

	Longueur	Diamètre intérieur	Débit	Vitesse	Pert.Charge Unit.
ID Arc	m	mm	l/s	m/s	mce/km
Tuyau p1	319,9	51,4	-2,05	0,99	22,59
Tuyau p2	969,3	130,8	11,77	0,88	6,08
Tuyau p3	682,6	40,8	1,96	1,5	64,01
Tuyau p4	1512	163,6	8,3	0,4	1,07
Tuyau p5	419,3	163,6	6,64	0,32	0,71
Tuyau p6	922,2	163,6	5,83	0,28	0,56
Tuyau p9	1694	40,8	0,36	0,28	2,8
Tuyau p10	761,3	51,4	0,36	0,18	0,92
Tuyau p12	380,4	40,8	0,18	0,14	0,78
Tuyau p15	223,3	102,2	14,93	1,82	31,38
Tuyau p18	153,8	40,8	0,64	0,49	8,13
Tuyau p19	195,7	40,8	0,09	0,07	0,23
Tuyau p20	575,7	40,8	0,27	0,21	1,68
Tuyau p21	833,9	51,4	4	1,93	78,02
Tuyau p22	864,2	51,4	2,83	1,36	41,03
Tuyau p24	428,7	130,8	12,44	0,93	6,73
Tuyau p25	313,5	51,4	-3,07	1,48	47,81
Tuyau p26	847,8	51,4	-1,39	0,67	11,07
Tuyau p27	172,3	40,8	0,08	0,06	0,18
Tuyau 1	160,4	102,2	17,76	2,16	43,27
Tuyau 2	899,8	90	17,76	2,79	80,37
Tuyau 3	173,84	40,8	0,08	0,06	0,18
Tuyau 4	670,5	102,2	4,91	0,6	4
Tuyau 6	234,08	40,8	0,11	0,09	0,32
Tuyau 7	397,8	73,6	2,53	0,6	5,81
Tuyau 5	470,36	40,8	-2,46	1,88	97,35
Tuyau 13	1178,67	40,8	1,61	1,23	44,52
Tuyau 14	1528,24	40,8	0,01	0,01	67,3
Tuyau 9	265,1	40,8	-1,07	0,82	20,75
Tuyau 10	819,56	40,8	0,84	0,64	13,19
Vanne 8	Sans Valeur	73,6	2,53	0,6	93,57

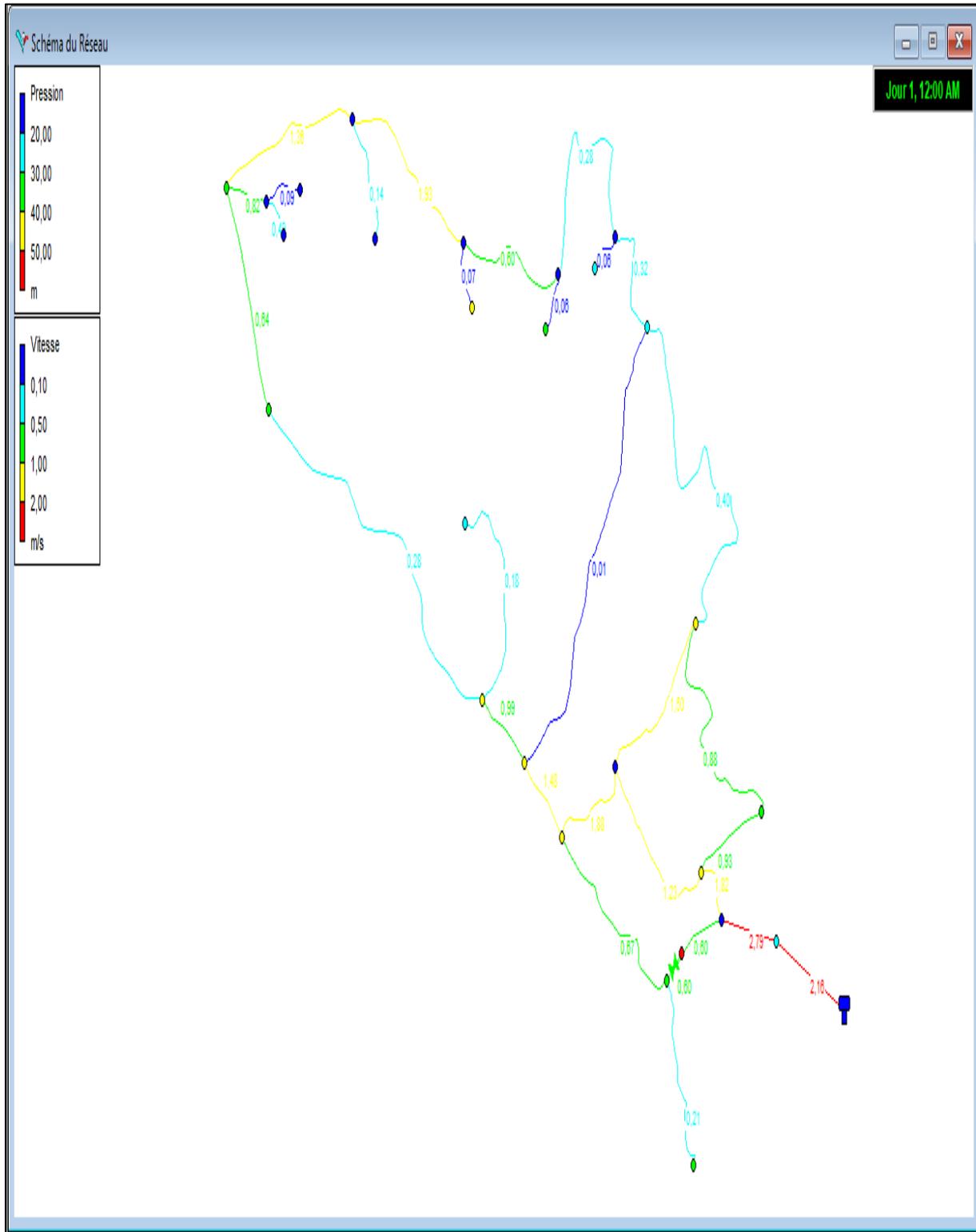


Figure VII. 10: Résultat de simulation 2051 Du village de douayette avec une vanne de stabilisation aval (Vitesse et pression)

Remarque

Après le rajout de vanne de réduction de pression on a pu remédier aux problèmes constatés et on remarque que notre réseau fonctionne avec des pressions acceptables et satisfaisantes dans le cas pointe.

VII.8 Dimensionnement du réseau d'incendie

Afin d'éviter le surdimensionnement du réseau suite à l'injection du débit d'incendie, et de déséquilibrer le système d'alimentation en eau potable ; on a proposé d'ajouter une conduite d'incendie séparée, qui servira pour alimenter les poteaux d'incendie et aussi ainsi pour renforcer le réseau en cas de besoin.

Le dimensionnement se fait d'une façon d'assurer un débit de 17l/s et une pression minimale d'un bar au point le plus défavorable (dernière bouche d'incendie).

Pour l'emplacement des bouches d'incendie elles sont distantes entre elles de 150 mètres mais comme on est donne une zone rurale on peut y aller jusqu'à 300m donc le nombre de bouche d'incendie sera de Dix (10) bouches.

Tableau VII. 7: propriétés de la conduite d'incendie

Longueur de la conduite (m)	Diamètre intérieur (mm)	Diamètre nominale (mm)	Vitesse (m/s)	Pression au point défavorable (mce)	Nombre de bouche d'incendie
2747	102,2	125	2,07	32	9

VII.9 Conclusion

D'après les résultats obtenus de la simulation du village de Douayette, on a remarqué au premier lieu qu'il y' avait quelque nœud avec des pressions importantes, mais le problème a été résolu après le rajout d'une vanne de réduction de pression. On a aussi des vitesses acceptables dans la majorité des tronçons ou il y a des vitesses faibles, on devra placer des vidanges. Pour le cas d'incendie on a opté pour un réseau séparé du réseau d'alimentation pour maintenir un fonctionnement hydraulique du réseau dans les normes et éviter le sur dimensionnement.

A la fin de ce chapitre on est arrivé à alimenter notre village qui présentent un bon fonctionnement.

Chapitre VIII :

Management de projet

VIII.1 Introduction

Ce chapitre consiste à déterminer les tâches de réalisation et de coordonner la mise en œuvre des moyens nécessaires pour la réalisation et l'exécution des travaux dans les meilleures conditions et dans les plus brefs délais allant de l'organisation du chantier en passant par la pose de canalisation et du management de ce dernier.

VIII.2 Différents travaux à entreprendre :**✓ Travaux concernant Un système d'alimentation en eau potable (adduction et distribution) :**

Les tâches constituant les travaux à faire pour la mise en place sont :

- ✓ Implantation des traces des tranchées sur le terrain ;
- ✓ Décapage de la couche végétal ou goudron
- ✓ Excavation des tranchées ;
- ✓ Pose du lit de sable ;
- ✓ Pose des conduites ;
- ✓ Epreuve de joint et de canalisation ;
- ✓ Remblaiement des tranchées ;
- ✓ Nivellement et compactage ;

✓ Travaux concernant les réservoirs :

Les tâches constituant les travaux à faire pour la construction des deux réservoirs sont

- ✓ Excavation.
- ✓ Pose du tout-venant.
- ✓ Coulage du béton de propreté.
- ✓ Coulage du béton du radier.
- ✓ Coulage du béton du voile et des poteaux de la chambre de manœuvre.
- ✓ Coulage du béton de la coupole, de la dalle et de la chambre des manœuvres.
- ✓ Maçonnerie de la chambre des manœuvres.

✓ Calcul des volumes des travaux de l'adduction et distribution :

VIII.2.1.1 Décapage de la couche végétale ou la couche du goudron :

Le volume de la couche à décaper est :

$$V = B \times h \times L \text{ (m}^3\text{) (VIII.1)}$$

Avec :

- B : largeur de la tranchée (m)
- h : hauteur de la couche varie entre 10cm à 20cm ;
- L : longueur totale des tranchées (m)

Largeur de la tranchée :

Elle est calculée en fonction du diamètre, en ajoutant 30 cm de chaque côté de la conduite.

$$B = D_{\text{ext}} + (0.3 \times 2) \text{ (VIII.2)}$$

- B: largeur de la tranchée
- D_{ext} : Diamètre extérieur de la conduite (m).

Les résultats sont représentés dans le tableau VIII.1 et tableau VIII.2

**Tableau VIII. 1: volume de la couche végétale ou goudron à décaper pour l'adduction
Du village de Douayette**

Diamètre extérieur(mm)	Longueur (m)	B(m)	h(m)	Vdéc(m ³)
110	2956,2	0,71	0,2	419,78
125	4545,28	0,725	0,2	659,07
V_{tot}				1078,85

Tableau VIII. 2: volume de la couche végétale ou goudron à décaper pour le réseau de distribution du village de Douayette

Diamètre extérieur(mm)	Longueur (m)	B _{tr} (m)	h(m)	V _{déc} (m ³)
50	7310,88	0,65	0,2	950,41
63	5148,94	0,663	0,2	682,75
90	397,8	0,69	0,2	54,90
110	899,8	0,71	0,2	127,77
125	933,1	0,725	0,2	135,30
160	969,3	0,76	0,2	147,33
200	2853,5	0,8	0,2	456,56
V _{tot}				2555,02

VIII.2.1.2 Calcul du volume de la tranchée (déblai) :

D’après la figure VII.1 la surface à calculer est la surface rectangulaire

$$V_d = S \times L \dots\dots\dots (VIII.3)$$

Avec :

- S= B × H
- B=0,6+D et H_{tr} = D +H+e_s

Avec :

- H : Hauteur génératrice supérieure de la conduite à la surface du terrain naturel (m)
(On prend H = 1)
- e_s : Epaisseur du lit de sable (m) - On prend e_s = 0,15.

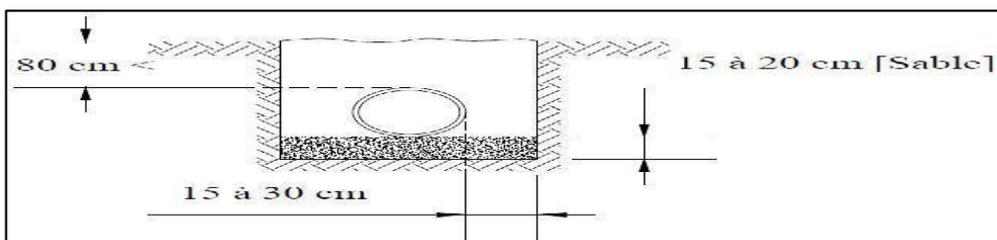


Figure VIII. 1: Schéma de la tranchée

Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau (VII.3) et le tableau (VII.4) :

Tableau VIII. 3: volume du déblai d'adduction du village de Douayette

Diamètre extérieur(mm)	Longueur (m)	B _{tr} (m)	H _{tr} (m)	V _{déb} (m ³)
110	2956,2	0,71	1,26	2644,62
125	4545,28	0,73	1,28	4201,54
V _{tot}				6846,16

Tableau VIII. 4: volume du déblai Du réseau de distribution de village de Douayette

Diamètre extérieur(mm)	Longueur (m)	B _{tr} (m)	H _{tr} (m)	V _{déb} (m ³)
50	7310,88	0,65	1,2	5702,49
63	5148,94	0,663	1,21	4140,88
90	397,8	0,69	1,24	340,36
110	899,8	0,71	1,26	804,96
125	933,1	0,725	1,28	862,53
160	969,3	0,76	1,31	965,04
200	2853,5	0,8	1,35	3081,78
V _{tot}				15898,03

VIII.2.1.3 Calcul de volume de lit de sable :

On calcul ce volume en utilisant la formule suivante

$$S = e_s \times B \times L \dots\dots\dots (VIII.4)$$

Avec :

- e_s : l'épaisseur de la couche de sable (0.15 m)
- B : largeur de la tranchée.
- L : longueur de la conduite.

Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau (VII.5) et (VII.6)

Tableau VIII. 5: volume du lit de sable d'adduction du village de Douayette

Diamètre extérieur(mm)	Longueur (m)	B(m)	es(m)	V _{sable} (m ³)
110	2956,2	0,71	0,15	314,84
125	4545,28	0,725	0,15	494,30
V _{tot}				809,13

Tableau VIII. 6: volume du lit de sable du réseau de distribution du village de Douayette

Diamètre extérieur(mm)	Longueur (m)	B(m)	es(m)	V _{sable} (m ³)
50	7310,88	0,65	0,15	712,81
63	5148,94	0,663	0,15	512,06
90	397,8	0,69	0,15	41,17
110	899,8	0,71	0,15	95,83
125	933,1	0,725	0,15	101,47
160	969,3	0,76	0,15	110,50
200	2853,5	0,8	0,15	342,42
V _{tot}				1916,27

VIII.2.1.4 Calcul de volume de remblai :

Ce volume est déduit à partir du volume du déblai est le volume qu'occupe la conduite et le volume occuper par lit de sable :

$$V_r = V_d - (V_c + V_s) \dots\dots\dots \text{(VIII.5)}$$

- Vr : Volume du remblai compacté (m³) ;
- Vd : Volume du déblai (m³) ;
- Vs : Volume du sable
- Vc : Volume occuper par la conduite (m³) ; tel que : $V_c = L \times \frac{\pi \times D^2}{4}$
- L : Longueur de la conduite
- D : Diamètre de la conduite.

Les résultats obtenus sont représentés dans les tableaux (VII.7) et (VII.8) :

Tableau VIII. 7: Volume du remblai d'adduction du village de Douayette

Diamètre extérieur(mm)	Longueur (m)	Sc(m ²)	Vc(m ³)	Va(m ³)	Vs(m ³)	Vr(m ³)
110	2956,2	0,009	28,08	2644,62	314,84	2301,70
125	4545,28	0,012	55,75	4201,54	494,30	3651,49
V _{tot}						5953,20

Tableau VIII. 8: Volume du remblai du réseau de distribution du village de Douayette

Diamètre extérieur(mm)	Longueur (m)	Sc(m ²)	Vc(m ³)	Vd(m ³)	Vs(m ³)	Vr(m ³)
50	7310,88	0,002	14,35	5702,49	712,81	4975,32
63	5148,94	0,003	16,04	4140,88	512,06	3612,77
90	397,8	0,006	2,53	340,36	41,17	296,66
110	899,8	0,009	8,55	804,96	95,83	700,59
125	933,1	0,012	11,45	862,53	101,47	749,61
160	969,3	0,020	19,48	965,04	110,50	835,06
200	2853,5	0,031	89,60	3081,78	342,42	2649,76
V _{tot}						13819,77

VIII.2.1.5 Calcul de volume excédentaire

$V_{exc} = V_f - V_r$ (VIII.6)

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

V_f : Volume du sol foisonné en (m³).

Avec : $v_f = v_d \cdot K_f$ (VIII.7)

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 VIII. 9: Volume de l'excédentaire d'adduction du village de Douayette

Diamètre extérieur(mm)	Vr(m ³)	Vd(m ³)	Kf	Vf(m ³)	Vexc(m ³)
110	2301,70	2644,62	1,5	3966,92	1665,22
125	2301,70	4201,54	1,5	6302,31	4000,61
V _{tot}					5665,84

Tableau VIII. 10: volume de l'excédentaire du réseau de distribution du village de Douayette

Diamètre extérieur(mm)	Vr(m ³)	V _d (m ³)	K _f	V _f (m ³)	V _{exc} (m ³)
50	4975,33	5702,49	1,5	8553,73	3578,40
63	3612,77	4140,86	1,5	6211,31	2598,54
90	296,66	340,36	1,5	510,54	213,88
110	700,59	804,96	1,5	1207,44	506,86
125	749,61	862,53	1,5	1293,80	544,19
160	835,06	965,04	1,5	1447,55	612,50
200	2649,76	3081,78	1,5	4622,67	1972,91
V _{tot}					10027,27

✓ **Calcul des volumes des travaux des réservoirs R2 et réservoir tampon**

- Le réservoir R2 d'une capacité de 400m³ a un diamètre intérieur de 9 m et une hauteur de 6 m. sa chambre de manœuvre a une forme carrée de 4 m de côté et une hauteur de 4 m.
- Le réservoir tampon d'une capacité de 20m³ a un diamètre intérieur de 3 m et une hauteur de 3.5 m. sa chambre de manœuvre a une forme carrée de 2 m de côté et une hauteur de 2 m.

VIII.2.1.6 Volume du décapage

$$V_{dec} = \left[\left(\frac{\pi \times D_{exc}^2}{4} \right) + (L_{exc} \times l_{exc}) \right] \times e_{dec} \dots\dots\dots \text{(VIII.8)}$$

Avec :

V_d : volume total des déblais (m³) ;

D : diamètre d’excavation (m), D_{exc} = D_{ext} + 2;

D_{ext} : diamètre extérieur du radier du réservoir (m), D_{ext} = 10,4 m ; D_{ext} = 4,4 m

L_{exc} : longueur d’excavation pour la chambre de manœuvre (m) ;

L_{exc} : largeur d’excavation pour la chambre de manœuvre (m) ;

e : épaisseur de décapage (m), e = 0.2 m;

Tableau VIII. 11: volume de décapage des réservoirs

	D_{exc}(m)	L_{exc}(m)	l_{exc}	e_{dec}	V_{dec}
Réservoir R2	12,4	6	4	0,2	28,95
RT	6,4	4	2	0,2	8,03

VIII.2.1.7 Volume des déblais

Le volume total des déblais est la somme des volumes des déblais des réservoirs et de leurs chambres de manœuvre.

$$V_{deb} = \left[\left(\frac{\pi \times D_{exc}^2}{4} \right) + (L_{exc} \times l_{exc}) \right] \times h_{exc} \dots\dots\dots \text{(VIII.9)}$$

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);

L_{exc} : longueur d’excavation pour la chambre de manœuvre (m) ;

L_{exc} : largeur d’excavation pour la chambre de manœuvre (m) ;

h_{exc} : profondeur d'excavation (m), $h = 4$ m pour réservoir R2 et), $h = 2$ m pour le réservoir tampon ;

Tableau VIII. 12: volume de décapage des déblais des réservoirs

	D_{exc}(m)	L_{exc}(m)	l_{exc}(m)	h_{déb}(m)	V_{déb}(m)
Réservoir R2	12,4	6	4	4	579,05
RT	6,4	4	2	2	80,34

VIII.2.1.8 Volume de tout venant

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

$$V_{tv} = \left[\left(\frac{\pi \times D_{exc}^2}{4} \right) + (L_{exc} \times l_{exc}) \right] \times e_{tv} \dots\dots\dots \text{(VIII.10)}$$

V_{tv} : volume du tout-venant (m³) ;

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

Tableau VIII. 13: volume de tout venant des réservoirs

	D_{exc}(m)	L_{exc}(m)	l_{exc}(m)	e_{tv}(m)	V_{tv}(m³)
Réservoir R2	12,4	6	4	0,3	43,43
RT	6,4	4	2	0,3	12,05

VIII.2.1.9 Volume de béton de propreté

La pose du béton de propreté sera étendue de 0,6 m des parois extérieures des réservoirs. Le volume du béton de propreté sera calculé par la formule (VII.8) tel qu'épaisseur de la couche du béton de propreté (m), $e_{bp} = 0,15$ m ;

Les calculs sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VIII. 14: volume de béton de propreté des réservoirs

	D _{bp} (m)	L _{bp} (m)	l _{bp} (m)	e _{bp} (m)	V _{bp} (m ³)
Réservoir R2	11,6	5,2	5,2	0,15	19,91
RT	5,6	3,2	3,2	0,15	5,23

VIII.2.1.10 Calcul du volume de béton armé

Le volume de béton armé est calculé par la formule suivante :

$$V_{ba} = \frac{\pi * (D_{ext}^2 - D_{int}^2)}{4} * H \dots\dots\dots (VIII.11)$$

Les résultats de calcul du béton armé des formes circulaires du réservoir de station de reprise N°1 sont récapitulés dans le tableau (VII.15) :

Tableau VIII. 15: Volume de béton armé des éléments du réservoir R2

Eléments	D _{ext} (m)	D _{int} (m)	H (m)	V _{ba} (m ³)
Radiers	10,4	-	0,4	33,97
Voiles	9,5	9	6	70,87
Ceintures supérieures	9,8	9	0,5	5,91
Acrotères	9,8	9,64	0,3	0,73
TOTAL : 111,48				

➤ **Coupoles**

Le rayon de coupole est calculé moyennant la formule suivante :

$$A.N : R = \frac{1,5^2 + (9 / 2)^2}{2 * 1,5} \Rightarrow R = 7,5 \text{ m}$$

Le volume du béton armé de la coupole est calculé moyennant la formule :

$$V_c = 2 * 3,14 * 7,5 * 1,5 * 0,1 \Rightarrow V_c = 7,07 \text{ m}^3$$

Le volume total du béton armé du réservoir est tel que 111,48 + 7,07 soit 118,55 m³, que l'on majore à **119 m³**.

Tableau VIII. 16: volume de béton armé des éléments du réservoir tampon

Eléments	D _{ext} (m)	D _{int} (m)	H (m)	V _{ba} (m ³)
Radiers	4,4	-	0,2	3,04
Voiles	3,5	3	3,5	8,93
Ceintures supérieures	3,8	3	0,5	2,13
Acrotères	3,8	3,64	0,3	0,28
TOTAL : 14,38				

Le rayon de coupole est calculé moyennant la formule :

$$\text{A.N : } R = \frac{1,5^2 + (3 / 2)^2}{2 * 1,5} \Rightarrow \mathbf{R = 1,5 \text{ m}}$$

Le volume du béton armé de la coupole est calculé moyennant la formule :

$$V_c = 2 * 3,14 * 1,5 * 1,5 * 0,1 \Rightarrow \mathbf{V_c = 1,41 \text{ m}^3}$$

Le volume total du béton armé du réservoir est tel que 14,38 + 1,41 soit 15,79 m³, que l'on majore à **16 m³**. Les résultats de calcul du volume du béton armé des chambres de manœuvre sont récapitulés dans le tableau (VII.16) et (VII.17).

Tableau VIII. 17: Calcul du volume de béton armé de la chambre de manœuvre du réservoir R2

Eléments	Longueur L (m)	Largeur l (m)	Hauteur h (m)	Nombre	V =L*l*h (m ³)
Chape inférieure	4	4	0,04	1	6,4
Voiles	4	0,2	2	3	4,8
Poteaux	0,3	0,3	6	6	3,24
Ceintures inf. long.	4	0,3	0,3	2	0,72
Ceintures inf. larg.	4	0,3	0,3	3	1,08
Ceintures sup.long.	4	0,3	0,3	2	0,72
Ceintures sup.larg.	4	0,3	0,45	3	1,62
Dalle supérieure	4	4	0,04	1	0,64
					TOTAL : 19,22

- Le volume total du béton armé du réservoir R2 et de sa chambre de manœuvre sera de 139 m³.

Tableau VIII. 18: Calcul du volume de béton armé de la chambre de manœuvre du réservoir tampon

Eléments	Longueur L (m)	Largeur l (m)	Hauteur h (m)	Nombre	V =L*l*h (m ³)
Chape inférieure	2	2	0,02	1	0,08
Voiles	2	0,2	2	3	2,4
Poteaux	0,3	0,3	3	4	1,08
Ceintures inf. long.	2	0,3	0,3	2	0,36
Ceintures inf. larg.	2	0,3	0,3	3	0,54
Ceintures sup.long.	2	0,3	0,3	2	0,36
Ceintures sup.larg.	2	0,3	0,45	3	0,81
Dalle supérieure	2	2	0,02	1	0,08
					TOTAL : 5,71

- Le volume total du béton armé du réservoir R2 et de sa chambre de manœuvre sera de 22 m³.

VIII.2.1.11 Calcul du volume du remblai compacté :

Le volume du remblai compacté est égal au vide restant, après coulage du béton armé des voiles, entre ces derniers et les limites d'excavation.

Les volumes du remblai des réservoirs sont présentés dans les tableaux suivants :

Tableau VIII. 19: volume de béton de propreté des réservoirs

	D_{exc}	D_{ext}	L	l	L_{exc}	l_{exc}	h_{exc}	Vr
Réservoir R2	12,4	10,4	4	4	6	4	4	175,26
RT	6,4	4,4	2	2	4	2	2	41,93

- ✓ Les tableaux ci-dessous récapitulent toutes les quantités des travaux des réservoirs

Tableau VIII. 20: volume des travaux du réservoir R2

Volumes des travaux	Quantité du réservoir R2 (m³)	Quantité du réservoir tampon (m³)
Décapage	28,95	8,03
Volume de déblai	579,05	80,34
Volume de tout venant	43,43	12,05
Volume de béton de propreté	19,91	5,23
Volume de béton armé	139	22
Volume de remblai	175,26	41,93

VIII.3 Devis estimatifs et quantitatifs du projet :

Le devis estimatifs et quantitatifs du projet est représenté dans le tableau (VII.21) :

Tableau VIII. 21: Tableau des devis estimatifs et quantitatif du projet

N° d'article	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
1	Terrassement du réseau de distribution				
2	Volume de décapage	M3	2555,02	300	766506
3	Volume de déblai	M3	15898,03	300	4769409
4	Confection d'un lit de sable de 15 cm d'épaisseur au fond de la tranchée	M3	1916,27	1200	2299524
5	Volume de remblai	M3	13819,77	300	4145931
6	Volume excédentaire	M3	10027,27	160	1604363,2
	Canalisations				
7	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 50 PN 16 EP. 4.6 mm	ML	7310,88	222,64	1627694,32
8	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 63 PN 16 EP. 5.8 mm	ML	5148,94	352,23	1813611,14
10	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 90 PN 16 EP. 8.2 mm	ML	397,8	648,38	257925,564
11	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 110 PN 16 EP. 10.0mm	ML	899,8	962,02	865625,596
12	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 125 PN16 EP. 11.4 mm	ML	933,1	1 226,87	1144792,4
13	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 125 PN16 EP. 11.4 mm	ML	933,1	1 226,87	1144792,4
14	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 160 PN16 EP. 14.6 mm	ML	969,3	2 005,18	1943620,97
15	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 200 PN16 EP. 18.2 mm	ML	2853,5	3 148,88	8985329,08
16	Vanne de stabilisation de pression aval		1	75000	75000
17	Bouche d'incendie		9	63.332,20	569989.8

Tableau VIII. 22 Tableau des devis estimatifs et quantitatif du projet(suite)

N° d'article	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Terrassement de l'adduction					
18	Volume de décapage	M3	1078,846	300	323653,8
19	Volume de déblai	M3	6846,15972	300	2053847,92
20	Confection d'un lit de sable de 15 cm d'épaisseur au fond de la tranchée	M3	809,1345	1200	970961,4
21	Volume de remblai	M3	5953,19505	300	1785958,52
22	Volume excédentaire	M3	5665,83607	160	906533,771
Canalisations					
23	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 110 PN 16 EP. 10.0mm	ML	2956,2	962,02	2843923,52
24	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 125 PN16 EP. 11.4 mm	ML	4545,28	1226,87	5576467,67
Travaux du réservoir R2					
25	Décapage	M3	28,95	300	8685
26	Volume déblai	M3	579,05	300	173715
27	Volume tout venant	M3	43,43	600	26058
28	Volume béton de propreté	M3	19,91	5000	99550
29	Volume béton armé	M3	139	20000	2780000
30	Volume de remblai	M3	175,26	300	52578
Travaux du réservoir Tampon					
31	Volume du Décapage	M3	8,03	300	2409
32	Volume du déblai	M3	80,34	300	24102
33	Volume de tout venant	M3	12,05	600	7230
34	Volume du béton de propreté	M3	5,23	5000	26150
35	Volume béton armé	M3	22	20000	440000
36	Volume de remblai	M3	41,93	300	12579
				Total HT	48983724,7
				TVA (19%)	9306907,69
				Total TTC	58290632,39

VIII.4 Planification des travaux :

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

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

Dans un ordre correct (bonne succession des opérations du réseau).

- ✓ Sans retard.
- ✓ Aussi économique que possible.
- ✓ Avec la définition des tâches et leurs durées.

Pour notre projet on va utiliser la méthode de diagramme de gantt.

Cette méthode plus souvent utilisé pour la planification et la coordination des chantiers de bâtiment, de barrage...etc. Cette méthode aussi appelée diagramme à barre. Ce diagramme met en évidence chaque opération et permet de noter l'avancement ou le retard d'un post bien défini.

✓ Elaboration du diagramme de GANTT :

On mentionne les dates de commencement et de finition au plutôt « respectivement DCP et DFP » et les dates de commencement et de finition au plus tard « respectivement DCPP et DFPP », les marges totales « MT » et les temps de réalisation dans les tableaux ci-après :

Tableau VIII. 23: Planification selon la méthode de GANTT pour l'adduction

Opération	N°	Tr(j)	DP		DPP		MT
			DCP	DFP	DCPP	DFPP	
Préparation de l'espace de travail	A	5	0	5	0	5	0
Décapage de la couche végétal	B	5	5	10	5	10	0
Exécution des tranchées et des fouilles	C	5	10	15	10	15	0
Aménagement du lit de pose	D	5	15	20	15	20	0
La mise en place des canalisations en tranchée	E	5	15	20	15	20	0
Assemblage des tuyaux	F	4	15	19	16	20	1
Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et les joints	G	4	20	24	20	24	0
Remblai des tranchées	H	5	24	29	24	29	0
Travaux de finition	I	4	29	33	29	33	0

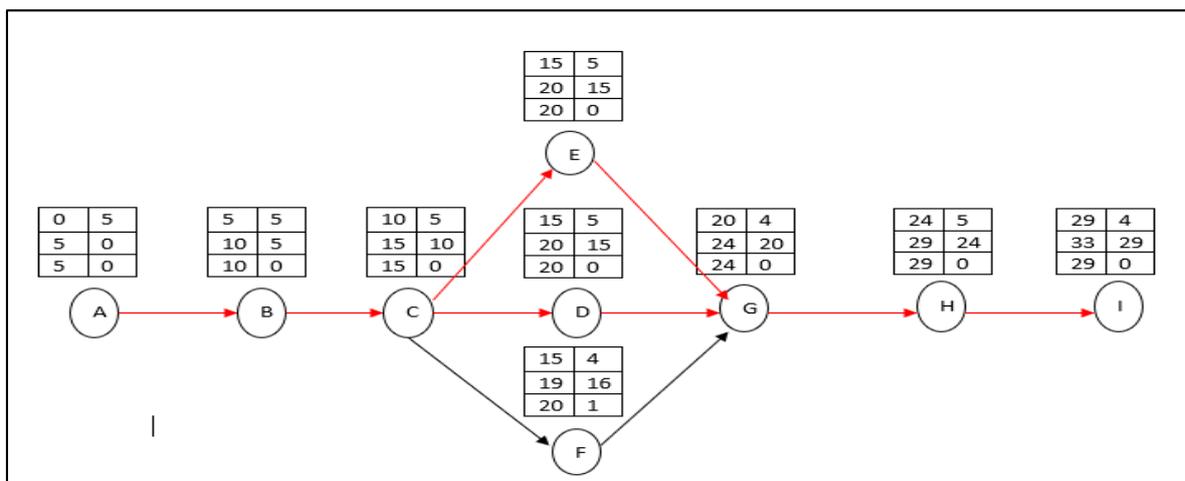


Figure VIII. 2: Réseau a nœuds pour l'organisation de l'exécution des travaux de réalisation De l'adduction

Donc le chemin critique est de A-B-C-D-G-H-I ;

Tableau VIII. 24 Diagramme de GANTT pour l'adduction

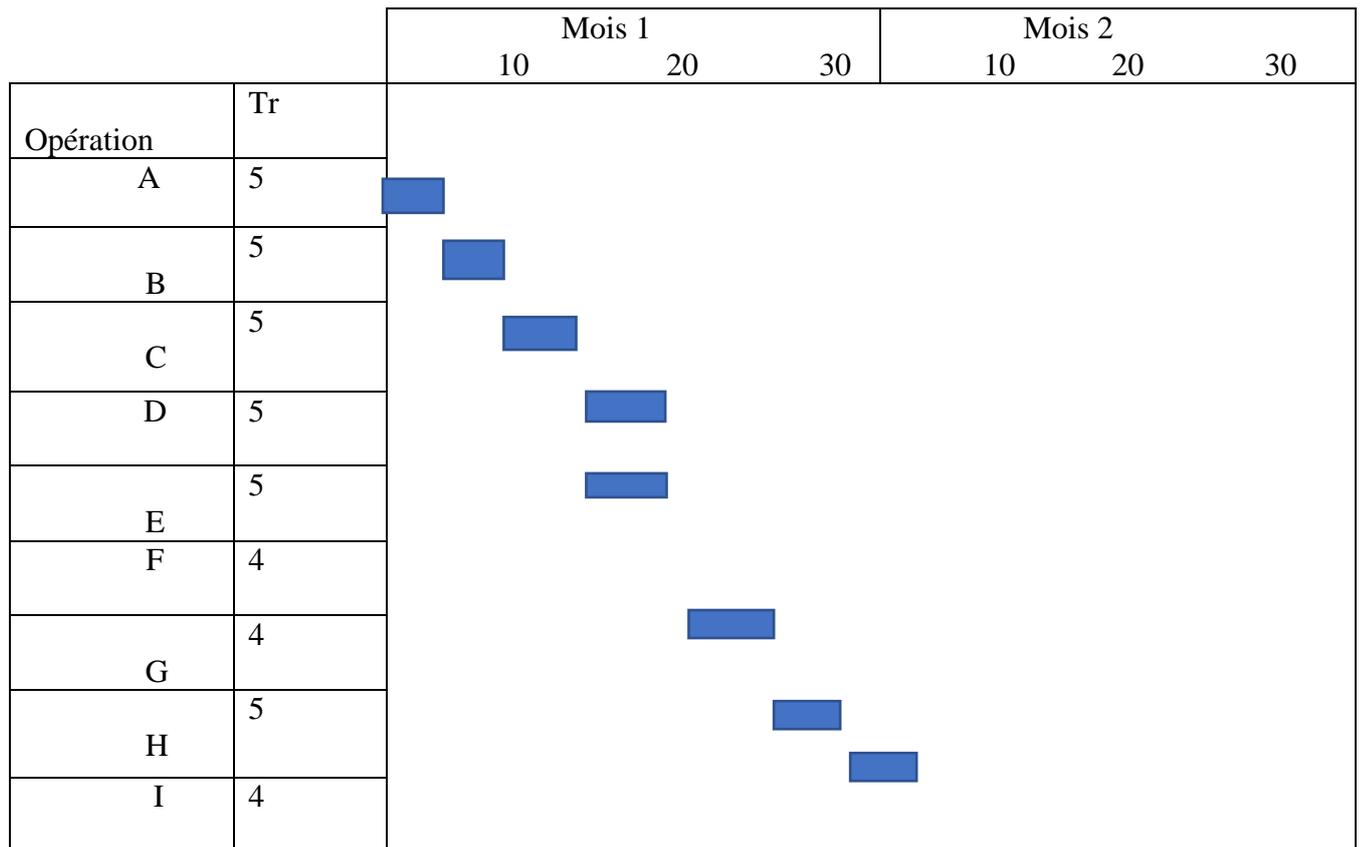


Tableau VIII. 25: Planification selon la méthode de GANTT pour le réseau de distribution

Opération	N°	Tr(j)	DP		DPP		MT
			DCP	DFP	DCPP	DFPP	
Préparation de l'espace de travail	a	5	0	5	0	5	0
Décapage de la couche végétal	b	10	5	15	5	15	0
Exécution des tranchées et des fouilles	c	30	15	45	15	45	0
Aménagement du lit de pose	d	10	45	55	50	60	5
La mise en place des canalisations en tranchée	e	15	45	60	45	60	0
Assemblage des tuyaux	f	10	45	55	50	60	5
Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et les joints	g	10	60	70	60	70	0
Remblai des tranchées	h	10	70	80	70	80	0
Travaux de finition	i	5	80	85	80	85	0

Le réseau à nœud du chemin critique est présenté dans la figure ci-dessous :

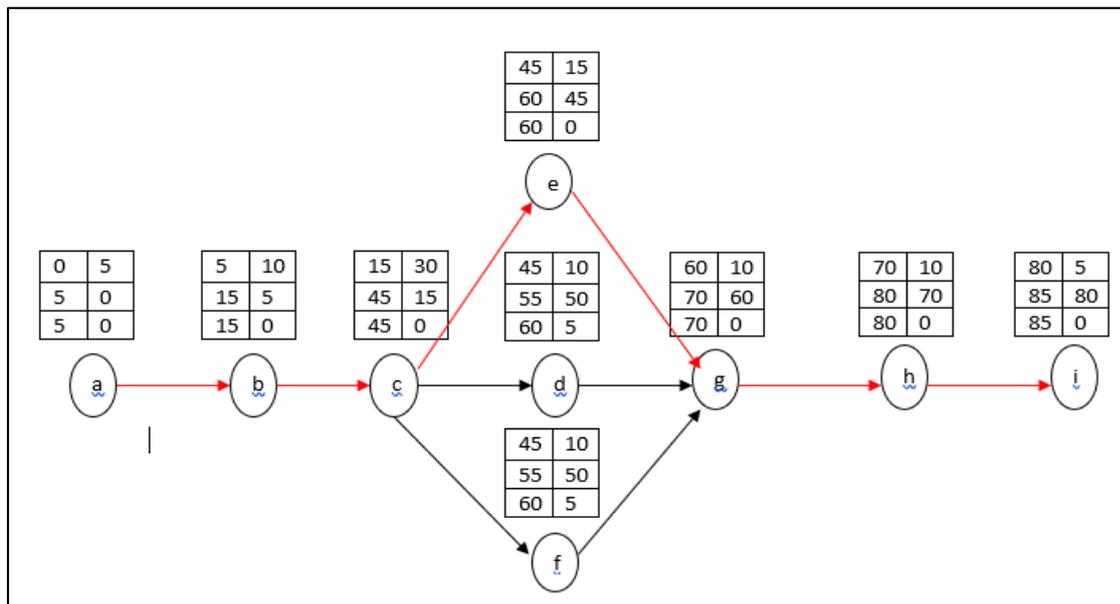
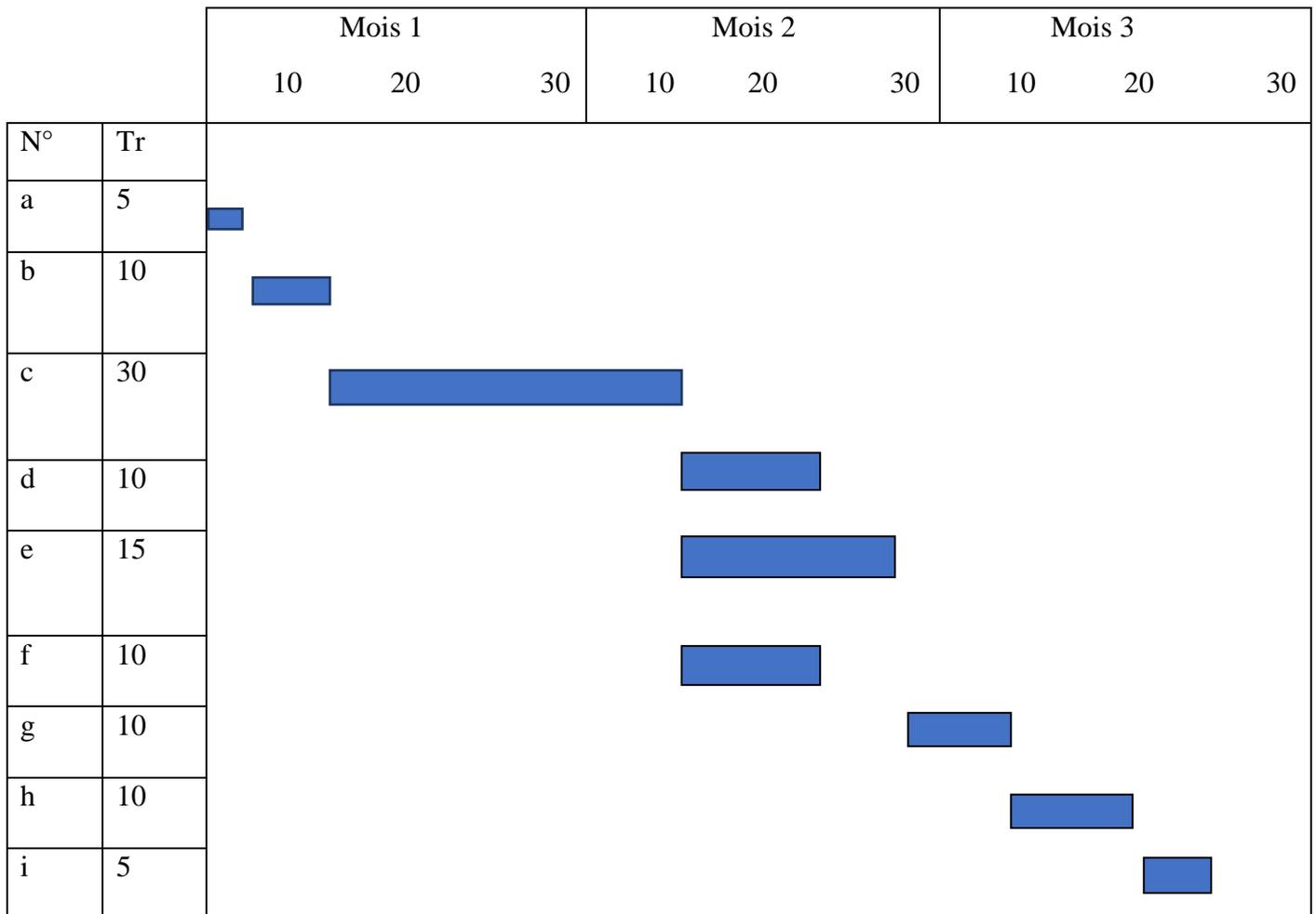


Figure VIII. 3: Réseau a nœuds pour l'organisation de l'exécution des travaux de réalisation du réseau de distribution

- Le chemin critique est de : a-b-c-e-g-h-i ;

Tableau VIII. 26: Diagramme de GANTT pour le réseau de distribution



- La durée de réalisation du réseau de distribution est 2 mois et 25 jours si aucun retard n'est marqué.

Le tableau de planification du réservoir R2 est présenté dans le tableau suivant :

Tableau VIII. 27: Planification selon la méthode de GANTT du réservoir R2

Opération	N°	Tr(j)	DP		DPP		MT
			DCP	DFP	DCPP	DFPP	
Préparation de l'espace de travail	k	5	0	5	0	5	0
Excavation	l	6	5	11	5	11	0
Pose du tout venant	m	4	11	15	11	15	0
Coulage du béton de propreté.	n	4	15	19	15	19	0
Coulage du béton armé du radier et de la chape de la chambre de manœuvre	o	10	19	29	19	29	0
Coulage béton armé du voile du réservoir et de la chambre	p	10	29	39	29	39	0
Coulage du béton armé de la ceinture supérieure du réservoir et des poteaux de la chambre de manœuvre	q	10	39	49	39	49	0
Coulage du béton armé de la coupole et de la dalle de la chambre de manœuvre	r	10	49	59	49	59	0
Remblayage et compactage.	s	4	49	53	55	59	16
Maçonnerie et finition générale.	t	5	59	64	59	64	0
Evacuation des débris et nettoyage	u	2	64	66	64	66	0

Le réseau à nœud qui présente le chemin critique de la distribution est présenté dans la figure (VII.4) :

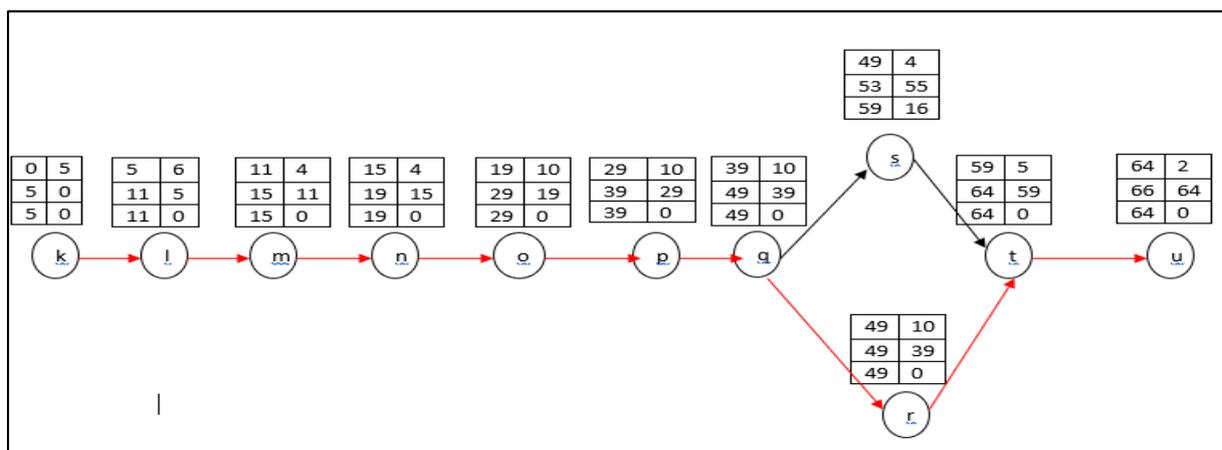
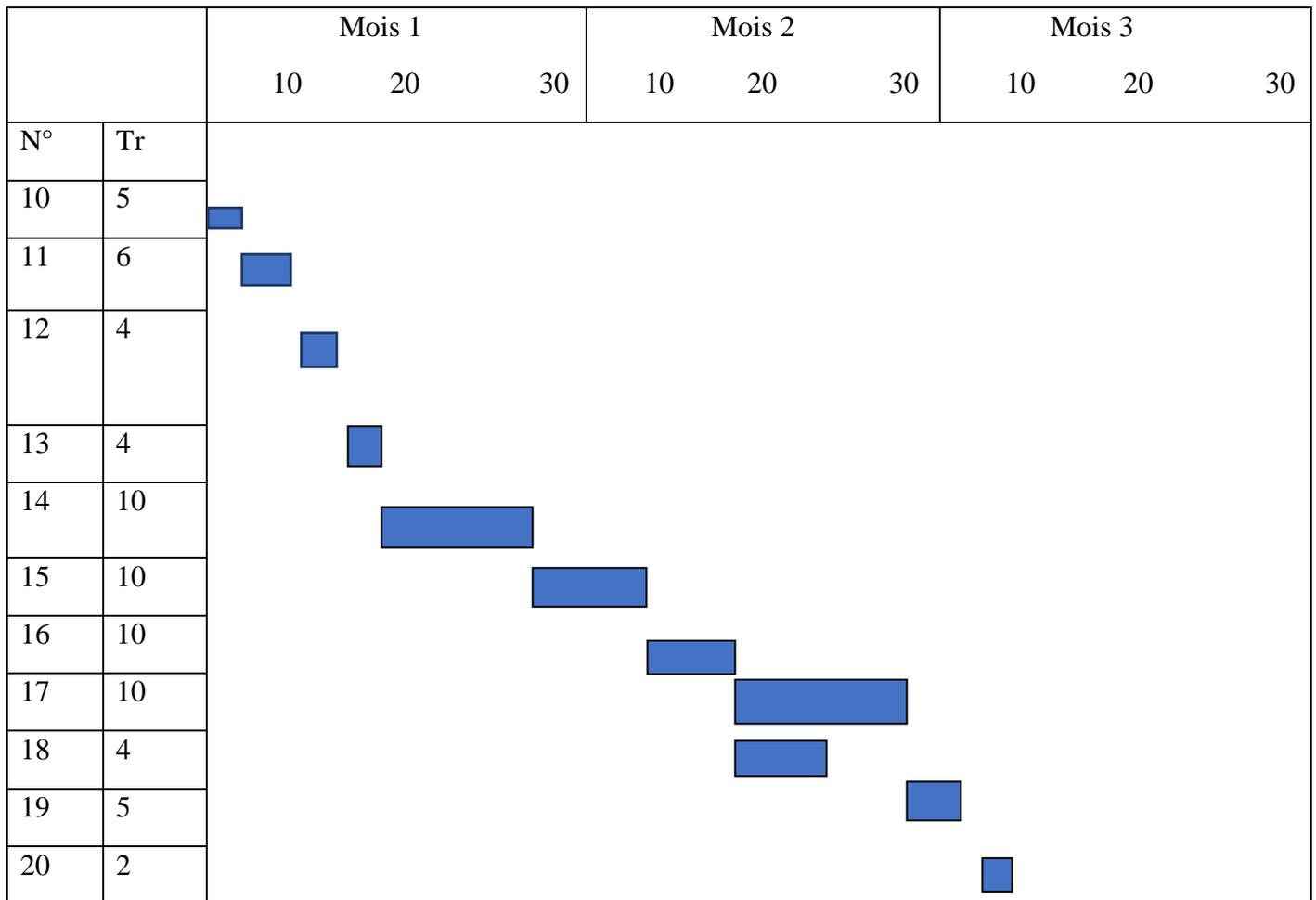


Figure VIII. 4: Réseau a nœuds pour l'organisation de l'exécution des travaux de réalisation du réservoir R2

- Le chemin critique est de k-l-m-n-o-p-q-r-t-u ;

La présentation du diagramme de GANTT du réservoir R2 :

Tableau VIII. 28: Diagramme de GANTT du réservoir R2



- La durée de réalisation du réseau de distribution est 2 mois et 6 jours si aucun retard n'est marqué.

Tableau VIII. 29: Planification selon la méthode de GANTT du réservoir Tampon

Opération	Tr(j)	N°	DP		DPP		MT
			DCP	DFP	DCPP	DFPP	
Préparation de l'espace de travail	2	K	0	2	0	2	0
Excavation	3	L	2	5	2	5	0
Pose du tout venant	1	M	5	6	5	6	0
Coulage du béton de propreté.	1	N	6	7	6	7	0
Coulage du béton armé du radier et de la chape de la chambre de manœuvre	5	O	7	12	7	12	0
Coulage béton armé du voile du réservoir et de la chambre	5	P	12	17	12	17	0
Coulage du béton armé de la ceinture supérieure du réservoir et des poteaux de la chambre de manœuvre	5	Q	17	22	17	22	0
Coulage du béton armé de la coupole et de la dalle de la chambre de manœuvre	5	R	22	27	22	27	0
Remblayage et compactage.	2	S	22	24	25	27	5
Maçonnerie et finition générale.	5	T	27	32	27	32	0
Evacuation des débris et nettoyage	1	U	32	33	32	33	0

➤ Le réseau à nœud du chemin critique du réservoir tampon est présenté dans la figure (VIII.5) ci-dessous :

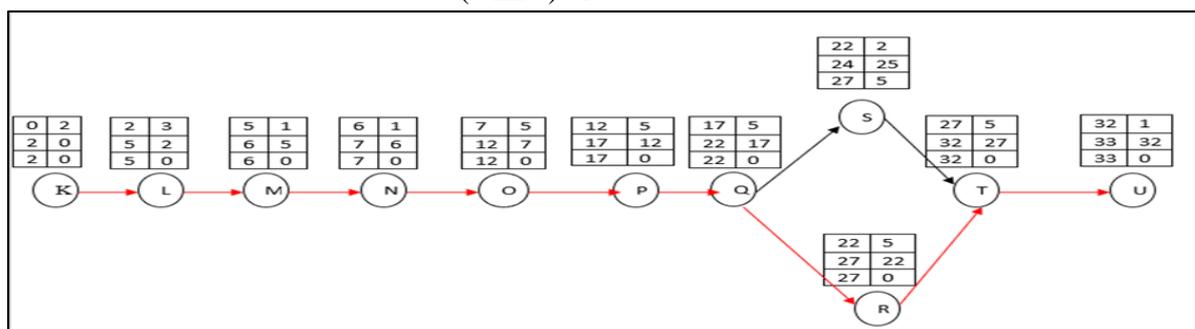
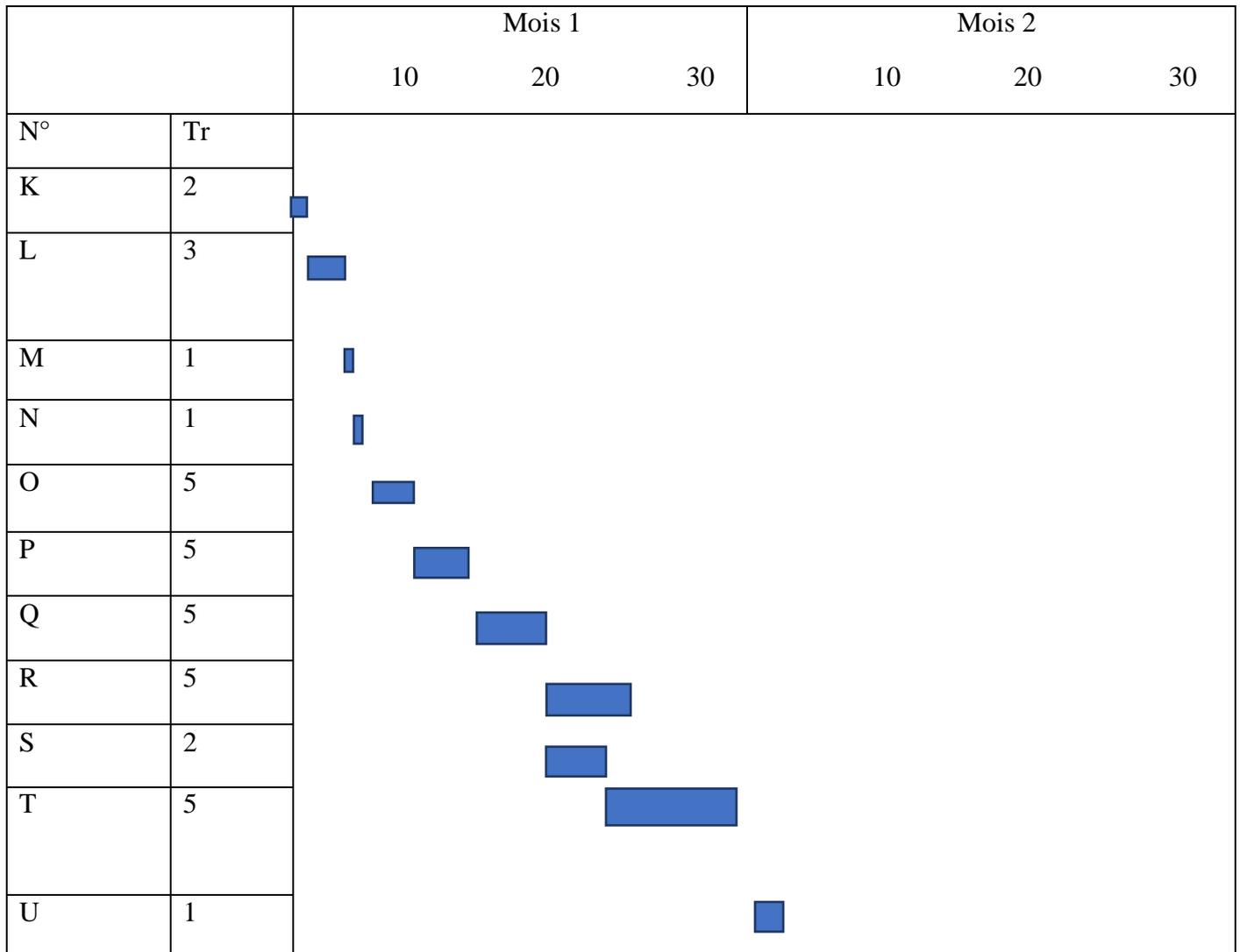


Figure VIII. 5: Réseau a nœuds pour l'organisation de l'exécution des travaux de réalisation du réservoir R2

- Le chemin critique est de :K-L-M-N-O-P-Q-R-T-U

Tableau VIII. 30: Diagramme de GANTT du réservoir Tampon



- Donc La durée totale du projet (DTP) s'élève à approximativement 217 jours (7 mois et 7joursmois) si aucun retard dû aux intempéries ou à un quelconque accident ne sera signalé.

VIII.5 Conclusion :

Dans notre travail, on a déterminé le devis général du réseau de distribution compris celui de leurs réservoirs et de l'adduction. En premier lieu, nous avons fait une étude quantitative des volumes de travaux, puis nous avons établi une estimation du coût approximatif global de l'ensemble des travaux envisagés qui est estimé à 57612344,5DA (cinquante-sept million, six cent douze mille, trois cent quarante-quatre dinars et cinquante centimes)

Comme deuxième étape, nous avons entrepris une planification des travaux qui est nécessaire pour le bon déroulement des travaux et le suivi de la réalisation du projet.

CONCLUSION GENERALE

Dans ce mémoire de fin d'étude, nous avons procédé à l'étude d'un système d'alimentation en eau potable du village de Douayette commune de béni lahcene, wilaya de Tissemsilt .

Après avoir récolté et analysé toutes les données nécessaires au lancement de l'étude, on a fait un diagnostic du réseau actuel de la commune, afin de prélever les anomalies qui y existent dont, Le problème de sources non permanentes à faible débit, pressions faibles.

Afin de remédier aux problèmes diagnostiqués, on a pu proposer les solutions suivantes :

- Trouver une nouvelle source d'alimentation en eau potable qui s'est faite à partir du réservoir de béni lahcene d'une capacité de 1000m³.
- Projeté un réservoir d'une capacité de 400m³ ou par ce dernier se fait la distribution ainsi qu'un notre réservoir tampon est projeté qui joue le rôle d'un intermédiaire ;
- Poser une conduite d'adduction alimentant le réservoir projeté du village de Douayette à partir du réservoir de la commune de béni lahcene , ,cette conduite a pour diamètre :

125 mm sur une longueur de 4545.28 m

110 mm sur une longueur de 2956.2 m

- Projeter un nouveau réseau de distribution à partir du réservoir projeté pour recouvrir toute la localité de Douayette de l'eau potable en vérifiant les vitesses et les pressions afin de garder le bon fonctionnement de notre réseau pour l'horizon 2051. Et pour garantir une protection anti incendie sans perturber le fonctionnement du réseau ; une conduite d'incendie parallèle a été posée pour y installer les bouches d'incendie espacés de 300 m l'une de l'autre ; car les habitations sont assez éparées.

Enfin ce travail peut être considéré comme un repéré et guide bénéfique pour d'autre projet.

Référence Bibliographique

- 1- SALAH B : Polycopie Cours d'alimentation en eau potable ENSH 2014.
- 2- AMMARI A : Cours De L'hydraulique générale de 3^{eme} année.
- 3- Dupont : Hydraulique urbaine (Tome II) (Éditions Eyrolles paris 1979).
- 4- J. BONIN ; Aide-mémoire d'Hydraulique urbaine. Editions Eyrolles Paris1982 ;
- 5- A. LENCASTRE Paris 1983 « Hydraulique générale », édition Eyrolles, p.349.
- 6- CYRIL GOMELA et HENRI GUERREE ; Guide de l'alimentation en eau dans
Les Agglomérations urbaines et rurales, Paris 1985.

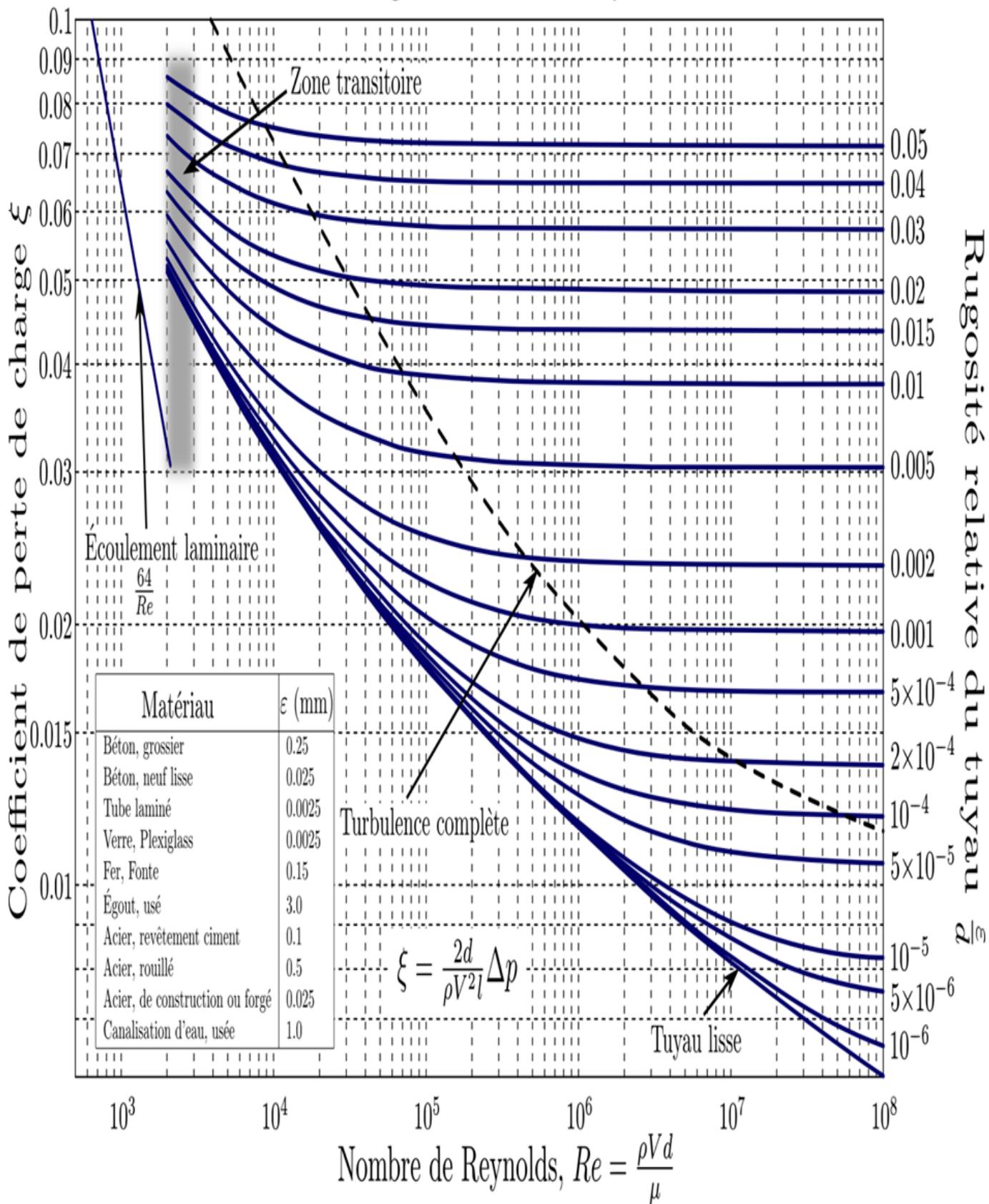
Annexe

Annexe1 : Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants

Heures	Nombre d'habitants				
	(h)	Moins de 10000	10 001 à 50 000	50001 à 100000	Plus de 100000
0-1	01	1.5	03	3.35	0.75
1-2	01	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	01	1.5	2.5	3.3	01
3-4	01	1.5	2.6	3.2	01
4-5	02	2.5	3.5	3.25	03
5-6	03	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	05	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.5	6.25	4.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	06
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	07	05	4.4	4.6	8.5
13-14	07	05	4.1	4.55	06
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	05
15-16	4.5	06	4.4	4.7	05
16-17	05	06	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	05	4.5	4.4	06
19-20	5.0	4.5	4.5	4.3	06
20-21	4.5	04	4.5	4.3	06
21-22	03	03	4.8	3.75	03
22-23	02	02	4.6	3.75	02
23-24	01	1.5	3.3	3.7	01

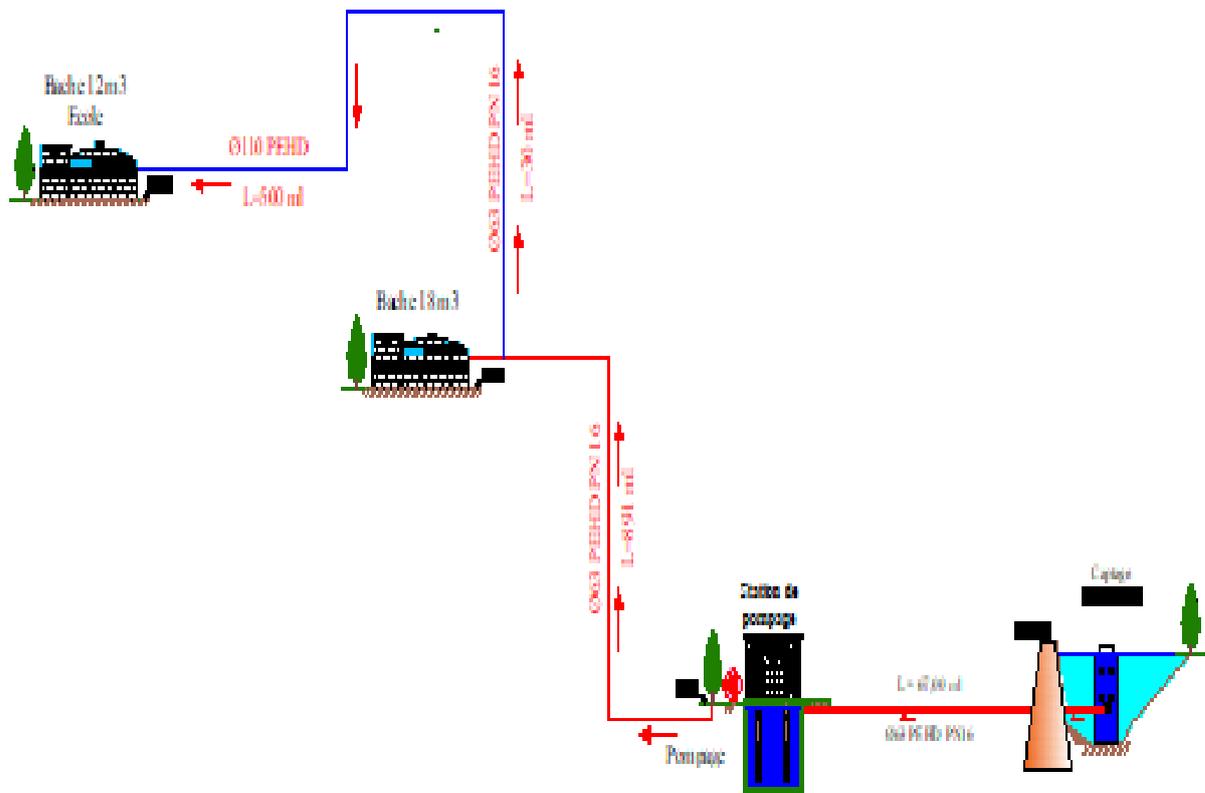
Annexe 2 : Diagramme de Moody

Diagramme de Moody



Annexe 3 : Schéma synoptique du système d'alimentation en eau existant

**SCHEMA SYNOPTIQUE SOURCE
AIN KERCHA**



Annexe 4 : Schéma synoptique du système d'alimentation en eau existant

