

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة سعيدة – د. مولاي الطاهر

UNIVERSITÉ DESAÏDA - Dr. MOULAY TAHAR



Faculté de Technologie

Département de Génie Civil et d'Hydraulique

MEMOIRE

Présenté pour l'obtention du Diplôme de MASTER en Hydraulique

Spécialité : Hydraulique Urbaine

Dimensionnement du réseau de l'alimentation d'eau potable de nouveau pôle BOURACHED Djadida Commune de SIDI AHMED

Présenté par :

HEDDANE CHEIKH

Soutenu le 19 / 06 / 2023, devant le jury composé de :

M. HAZZAB Abdkrim	Président
M ^{me} HAKEMMebarka	Encadreur
M ^{lle} OUIS Saliha	Examineur

Année universitaire 2022/2023

Remerciements

Nous remercions l'Eternel DIEU pour le souffle de vie et toutes les capacités physiques et intellectuelles utilisées pour réaliser ce travail.

Avant d'entamer ce rapport, je voudrai tout d'abord adresser toute ma gratitude à mon encadrant professeur Mme HAKEM.M, pour sa patience, sa disponibilité et surtout ses judicieux conseils, qui ont contribué à alimenter ma réflexion.

Mon plus vifs remerciements s'adressent tous les enseignants de faculté de technologie qui nous ont fourni les outils nécessaires à la réussite de nos études universitaires,

Qu'ils puissent trouver dans ce travail le témoignage de notre sincère gratitude et mon profond respect. Je tiens à remercier sincèrement les membres du jury qui me font le grand honneur d'évaluer ce travail.

Enfin, du point de vue personnel, mes chaleureux remerciements vont à tous mes camarades qui m'ont apporté leur support moral et intellectuel tout au long l'année universitaire.

Et finalement, à mon ami mohamed qui n'a jamais cessé de m'encourager

A toute la famille du plus grand au plus petit.

A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce modeste travail.

Dédicaces

A la mémoire de mes défunts parents.

A la plus belle créature que Dieu a créée sur terre,

A cet source de tendresse, de patience et de générosité,

A ma femme qui a toujours était à mes cotés

A mes chères filles : AYA, NADA

A mes chères fils : MOHAMED, ZINOUE, MILOU, YACINE

A mon nis : KAMEL EDDINE

A tous mes frères et sœurs, ainsi que leurs enfants

A mon cherami : YAHIA CHERIF MOHAMED

A tous mes amis et collègues

À tous les étudiants de la promotion 2022/2023 Option : hydraulique urbain A tous ceux qui, par un mot, m'ont donné la force de continuer

SOMMAIRE

Liste des tableaux

Liste des figures

Liste des symboles

Liste des abréviations

INTRODUCTION GÉNÉRALE i

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

I.1. Introduction 2

I.2. Situation géographique 3

I.2.1. Situation géographique de la wilaya de Saida 3

I.2.2. Situation géographique de la commune de Sidi Ahmed 3

I.3. Situation géographique de site d'étude BOURACHED DJADIDA 5

I.4. Caractéristiques physiques 6

I.4.1. Cadre naturel 6

I.4.1.1. Relief : 6

I.4.1.2. Morphologie et pentes 6

I.5. Situation topographique 7

I.6.1. Séismicité : 7

I.7. Situation climatique 7

I.7.1. Température 8

I.7.2. Précipitation 9

I.7.3. L'Humidité 10

I.7.4. Vent 11

I.7.5. Le gel 12

I.8. Détermination du climat 12

I.8.1. Diagramme Ombrothermique 12

I.8.2. Indice d'aridité de Martonne : 13

I.8.3. Quotient pluviométrique d'Emberger : 14

I.9. Situation hydraulique 15

I.10. Conclusion 17

Chapitre II : Estimation du besoin en eau potable

II.1. Introduction : 18

II.2. Evaluation de la population 19

II.3. Détermination des besoins en eau potable 19

II.4. Détermination de la consommation moyenne journalière 20

II.4.1. Détermination de la consommation moyenne journalière domestique	20
II.4.1.1. Dotation d'eau potable domestique	20
II.4.1.2. Calcul des besoins moyens journaliers domestiques	20
II.4.2. Détermination de la consommation moyenne journalière des autres besoins	21
II.5. Majoration de la consommation moyenne journalière	21
II.6. Variation de la consommation journalière	22
II.6.1. Consommation maximale journalière	23
II.6.2. Coefficient d'irrégularité journalière maximum	23
II.6.3. Calcul de la Consommation de pointe	24
II.7. Variation de la consommation horaire	24
II.7.1. Coefficient de variation horaire maximal (K_{hmax})	24
II.8. Coefficient de pointe (K_p)	24
II.9. Récapitulation des différents débits de dimensionnement	25
II.10. Conclusion	25
Chapitre III : Reservoir de stockage	
III.1. Introduction :	26
III.2. Rôle des réservoirs	27
III.3. Classification du réservoir :	27
III.4. Emplacement des réservoirs :	27
III.5. Construction des réservoirs	28
III.5.1. Résistance.	28
III.5.2. Etanchéité.	28
III.5.3. Durabilité	28
III.6. Equipement du réservoir :	28
III.6.1. Cuve :	28
III.6.2. Chambre de manœuvre (vannes)	28
III.6.3. Conduite d'arrivée :	29
III.6.4. Conduite de départ ou de distribution :	29
III.6.5. Trop plein :	30
III.6.6. Vidange :	30
III.6.7. By-pass entre adduction et distribution :	30
III.6.8. Robinets- vannes :	31
III.6.8.1. Fonction réserve d'incendie :	31
III.7. Forme set types de réservoirs	31
III.7.1. Réservoir sur tour : château d'eau	31

III.7.1.1.	Avantage :	32
III.7.1.2.	Inconvénients :	32
III.7.2.	Réservoir enterré ou semi-enterré.....	33
III.7.2.1.	Avantage :	33
III.7.2.2.	Inconvénients :	33
III.8.	Détermination de la capacité théorique d'un réservoir :	34
III.9.	Dimensionnement de réservoir	35
III.9.1.	Calcul du diamètre :	35
III.9.2.	Vérification de la hauteur d'eau :	36
III.9.3.	Détermination de la hauteur d'eau d'incendie :	36
III.9.4.	Détermination du diamètre de la conduite de distribution	36
III.9.5.	Détermination de la cote radiée de réservoir :	37
III.9.6.	Détermination de type de réservoir	38
III.9.7.	Détermination de la cote du trop-plein :	38
III.9.8.	Détermination de l'arrivée de l'adduction :	39
III.10.	Conclusion	39

Chapitre IV : Adduction des eaux

IV.1.	Introduction :	40
IV.2.	Typologie des systèmes d'adduction d'eau.....	41
IV.2.1.	Type d'adduction	41
IV.2.1.1.	Adduction gravitaire	41
IV.2.1.2.	Adduction par refoulement	41
IV.2.1.3.	Adduction mixte.....	41
IV.3.	Choix du tracé	41
IV.4.	Choix de matériaux de la conduite	41
IV.5.	Dimensionnement de la conduite d'adduction :	42
IV.5.1.	Schéma d'adduction	42
IV.5.2.	Détermination du diamètre de la conduite gravitaire	43
IV.6.	Equipements de l'adduction	45
IV.6.1.	Les vannes de sectionnement :	45
IV.6.1.1.	Robinetts vannes à opercule :	45
IV.6.1.2.	Les vannes à papillon.....	46
IV.6.1.3.	La vidange :	46
IV.6.1.4.	Les ventouses :	46
IV.6.1.5.	Les clapets :	47

IV.6.1.6. Les crépines	48
IV.7.Conclusion	48

Chapitre V : Dimensionnement du reseau de dstribution

V.1.Introduction.....	50
V.2.Classification des réseaux	51
V.2.1. Réseau ramifié	51
V.2.2. Le réseau maillé.....	51
V.2.3. Réseauétagé	52
V.3.Choix du tracé :	52
V.4.Choix de type de matériaux :	53
V.5.Paramètres du réseau	53
V.6.Calcul hydraulique du réseau de distribution :	53
V.6.1. Détermination des débits du réseau :	53
V.6.2. Débit de pointe :	54
V.6.3. Débit spécifique :	54
V.6.4. Débit en route :	54
V.6.5. Débits aux nœuds :	54
V.7.Détermination du débit spécifique :	55
V.8.Calcul des débits en route et les débits nœudaux :	55
V.8.1. Calcul des débits en route :	56
V.8.2. Détermination des débits sur les nœuds :	57
V.9.Répartition arbitraire des débits :	58
V.10.Calcul du réseau par logiciel WATERCAD:	60
V.10.1. Présentation du logiciel	60
V.10.2. Utilisation du logiciel :	61
V.10.3. Modélisation du réseau	61
V.10.4. La Simulation du Réseau avec Watercad	62
V.11.Résultats de la simulation du réseau par WATERCAD.....	62
V.11.1. Les vitesses	62
V.11.2. Les pressions.....	62
V.12.Equipements du réseau de distribution en accessoires :	69
V.13.Conclusion :	70

Chapitre VI:devis quantitatif et estimatif

VI.1.Introduction	71
VI.2.Critères de choix des canalisations.....	72

VI.2.1.	Choix des canalisations en fonction du liquide transporté	72
VI.2.2.	Choix des canalisations en fonction du type de sol	72
VI.3.	Nettoyage des conduites :	72
VI.4.	Surveillance et entretien du réseau :	72
VI.4.1.	Désinfection :	72
VI.4.2.	Détection des fuites d'eau :	73
VI.5.	Pose des conduites	73
VI.6.	Différents types de pose de canalisations :	74
VI.6.1.	Pose en terre :	74
VI.6.2.	Traversée des routes :	75
VI.6.3.	Butée et amarrage :	75
VI.7.	Technologie du réseau :	76
VI.7.1.	Canalisations :	76
VI.7.1.1.	Partie du réseau maille.....	76
VI.8.	Pièces-Soudable :	76
VI.8.1.	Les vannes :	76
VI.8.2.	Les raccords	77
VI.8.3.	Les cônes de réductions à brides.	77
VI.8.4.	Les coudes :	77
VI.9.	Devis estimatif et quantitatif :	78
VI.9.1.	Ouverture du tranché dans un terrain de toute nature V1:.....	78
VI.9.2.	Volume de lit de sable V2:	79
VI.9.3.	Volume de remblai en terre criblé :	79
VI.9.4.	Volume de remblai en terre tout venant :	80
VI.9.5.	Volume évacuation	80
VI.9.6.	Pose de grillage avertisseur :	81
VI.9.7.	Les regards de vanne :	81
VI.9.8.	Le Foureau :	82
VI.10.	Conclusion :	84
	Conclusion general.....	85
	Reference Bibliographique.....	86

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I :Présentation De La Zone D'étude

Tableau I.1	Température moyennes entre (1991-2021).....	8
Tableau I.2	Précipitations Moyennes Mensuelles durant la période (1991-2021).....	9
Tableau I.3	Le taux d'humidité entre (1991-2021).....	11
Tableau I.4	La Vitesse moyenne de vent entre (1991-2021)	11
Tableau I.5	Fréquence des vents.....	11
Tableau I.6	Type de climat de BOURACHED JADIDA d'après la méthode de Martonne.....	14
Tableau I.7	Situation bioclimatique de site d'étude.....	15
Tableau I.8	Points d'eaux d'AEP existants sur le territoire de site d'étude	16

Chapitre II : Estimation Du BesoinEn Eau Potable

Tableau II.1	la situation des logements et de la population.....	19
Tableau II.2	la variation de la dotation en eau en fonction de la population	20
Tableau II.3	Evaluation des besoins en eau potable.....	20
Tableau II.4	Evaluation des besoins des équipements.....	21
Tableau II.5	les débits moyens journaliers majorés	22
Tableau II.6	La récapitulation du débit maximum journalier.....	23
Tableau II.7	Variation de β_{max} en fonction de nombre d'habitants.....	24
Tableau II.8	les valeurs de coefficient horaire maximal K_{hmax}	24
Tableau II.9	la valeur des Coefficients ($K_{jmax} : K_{hmax}$ et k_p).....	25
Tableau II.10	Récapitulation des différents débits de dimensionnement.....	25

Chapitre III : Réservoir De Stockage

Tableau III.1	Besoin en stockage.....	34
Tableau III.2	Caractéristiques hydrauliques du réservoir.....	39

Chapitre IV : Adduction Des Eaux

Tableau IV.4	Coefficients de Darcy-Weisbakh.....	44
--------------	-------------------------------------	----

Chapitre V : Dimensionnement Du Réseau De Distribution

Tableau V.1	Détermination de débit spécifique.....	55
Tableau V.2	Calcul des débits en route.....	56
Tableau V.3	Calcul des débits noeudaux.....	57
Tableau V.4	Répartition arbitraire des débits.....	58
Tableau V.5	Détermination des pertes des charges et pressions au sol (Répartition initiale).....	59

Tableau V.6	Résultats des conduites.....	63
Tableau V.7	Résultats des pertes des charges et pressions au sol (Répartition finale).....	66
Tableau V.8	Résultats sur les nœuds.....	67

Chapitres VI : Devis Quantitatif et Estimatif

Tableau VI.1	Tableau des diamètres normaliser DN (mm).....	76
Tableau VI.2	Volume de terrassement V1.....	79
Tableau VI.3	Volume de lit de sable.....	79
Tableau VI.4	Volume de terre crible.....	80
Tableau VI.5	Volume de tout venant.....	80
Tableau VI.6	Volume d'évacuation.....	81
Tableau VI.7	Longueur de grillages avertisseurs.....	81
Tableau VI.8	Devis quantitatif et estimatif.....	82

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Figure I.1: Carte de la situation de la wilaya de Saida	4
Figure I.2 : Carte de la situation de la commune de Sidi Ahmed	5
Figure I.3 : Carte de la situation de la zone d'étude	6
Figure I.4 : Les courbes de répartition des températures.....	9
Figure I.5 : Histogramme de Précipitations moyenne	10
Figure I.6 : Histogramme Fréquence des vents	11
Figure I.7 : Diagramme d'Ombrothermique	13
Figure I.8 : Détermination du type du climat d'après la méthode de Martonne	14

Chapitre III : Réservoir de stockage

Figure III. 1: Conduite d'arrivée	29
Figure III. 2: Conduite de départ ou de distribution.....	29
Figure III. 3: Trop plein.....	30
Figure III. 4: Vidange	30
Figure III. 5:By-pass.....	31
Figure III. 6: Robinets- vannes.....	31
Figure III. 7: Château d'eau	32
Figure III. 8 : Réservoir semi enterré cylindrique	33

Chapitre IV : Adduction des eaux

Figure IV. 1: Schéma d'adduction.....	43
Figure IV. 2: robinets vannes à opercule.....	45
Figure IV. 3: Les vannes à papillon.....	46
Figure IV. 4: La vidange	46
Figure IV. 5 Les ventouses simples fonction	47
Figure IV. 6: Les clapets anti-retour.....	47
Figure IV. 7: Schéma de fonctionnement de la Crépine.....	48

Chapitre V : Dimensionnement Du Réseau De Distribution

Figure V. 1 : Schéma d'un réseau ramifié.....	51
Figure V. 2 : Schéma d'un réseau maillé	52
Figure V.3 : Schéma d'un réseau étagé	52
Figure V.4: Schéma du réseau de distribution de Bourached el djadida	55

Figure V.5 :Exemple du réseau simulé avec WATERCAD.....	61
Figure V. 6 : Répartitions finales des débits.....	64
Figure V. 7 : Répartitions finales des vitesses.....	64
Figure V. 8 : Graph de la répartition des vitesses.....	65
Figure V. 9 : Répartitions finales des pressions	67
Figure V. 10 :Profil en long.....	68

Chapitres VI : Devis Quantitatif Et Estimatif

Figures VI.1 : pose de conduite.....	74
Figures VI.2 : Enrobage	75
Figures VI.3 : Vanne	76
Figures VI.4: Les raccords	77
Figures VI.5 : Cône de réduction de brides.....	77
Figures VI.6 : Coudes.....	77

LISTE DES SYMBOLES

ΔH :	Perte de charge totale (m).
Δv_- :	l'insuffisance maximale durant les différentes heures de la journée (m3).
Δv_+ :	L'excès maximal durant les différentes heures de la journée (m3).
$\Delta h\%$:	Coefficient horaire
E:	épaisseur de lit de sable (m)
h:	Profondeur de tranché en (m)
H:	La hauteur d'eau dans le réservoir (m).
He :	Hauteur d'eau dans le réservoir (m).
Hwe:	Pertes de charge linéaire dans la conduite d'amenée(m).
Hwi:	Pertes de charge à l'intérieur de l'immeuble (m).
Hinc:	Hauteur d'eaux incendie
J:	Perte de charge unitaire (m/ml)
Kh:	Coefficient de variation horaire.
Khmax:	Coefficient d'irrégularité horaire maximale.
Kj:	Coefficient de variation journalière.
Kp:	Coefficient de pointe.
Qi:	Dotation hydrique journalière en (l/j/usager).
α_{max}:	Coefficient qui dépend du niveau de confort.
β_{max}:	Dépend du nombre d'habitants de l'agglomération.

LISTE DES ABREVIATIONS

AEP :	Alimentation en eaux potable
A.C.L :	Agglomération Chef-lieu.
ADE:	Algérienne des eaux.
CAd:	Côte d'arrivée de l'adduction (m).
CR :	Côte du radier du réservoir(m).
CTN :	Côte du terrain naturel (m).
CTP :	Côte du trop-plein (m).
D :	diamètre de la conduite (m).
DN:	Diamètre Normalisé
DHW:	Direction d'hydraulique de wilaya
Hab:	Habitant.
htc:	hauteur de terre criblé
L:	Longueur (m).
Q:	Débit transité (m ³ /s).
Qcon:	Débits consommés, égal au débit de pointe (l/s).
Qmax.j:	Débit maximal journalier (m ³ /j).
Qmoy.j:	Débit moyen journalier (m ³ /j).
QN:	Débitnoeudal (l/s).
Qr:	Débit en route (l/s).
QSP:	Débit spécifique (l/s/ml).
P:	Précipitation moyenne annuelle (mm).
Ps:	charge minimale au niveau des orifices de puisage les plus élevés
P:	Pression Nominal
POS:	Plan d'occupation de sol
PDAU:	Plan Directeur d'aménagement urbain
PEHD :	Polyéthylène Haute Densité
RN:	Route nationale
S:	La section (m ²).
Tmoy(°c) :	Température moyenne mensuelle (en °c).
V:	Vitesse de l'écoulement (m/s).
VT:	Le volume total du réservoir (m ³).
V0:	Vitesse d'écoulement en régime permanent (V0=0,89m/s).
VRI:	Volume de la réserve incendie (m ³).
ΣQconc:	Somme des débits concentrés (l/s).
ΣQr:	Somme des débits en route (l/s).
ΣLi:	Somme des longueurs des tronçons (ml).
URBAT:	Bureau d'étude et réalisation en urbanisme
AGIRE :	agence de gestion intégrée des ressources en eau

ملخص :

ان المنشآت القاعدية للمدن هي عامل التنمية الحضرية وإنشاء محيطات عمرانية في الأفق من خلال المخطط التوجيهي للعمران (PDAU) ومخطط شغل الأراضي (POS).

الهدف من هذا المشروع تقويم شبكة التزويد بالمياه الصالحة للشرب للقطب الجديد بوراشد الجديدة ومن خلال هذه الدراسة يتم تقديم الموقع وحسابا لاحتياجات، مقاييس منشآت التخزين، النقل، وأخيرا أحجام شبكة التوزيع

الكلمات المفتاحية: المخطط التوجيهي للعمران، مخطط شغل الأراضي، شبكة التزويد بالمياه الصالحة للشرب، منشآت التخزين، شبكة التوزيع

RESUME :

Les équipements de base des villes sont les facteurs du développement urbain et de l'implantation des périphéries urbaines dans les horizons à travers le Schéma Directeur d'Urbanisme (PDAU) et le Plan d'Occupation des Sols (POS).

Le but de ce projet est d'évaluer le réseau d'alimentation en eau potable du nouveau pôle de BOURACHED DJADIDA, et à travers cette étude, le site est présenté et les besoins sont calculés, les normes des installations de stockage, de transport, et enfin les dimensions des réseaux de stockage

Mots Clé : PDAU, POS, AEP, réservoir, réseau de distribution

ABSTRACT:

The basic facilities of cities are the factor of urban development and the creation of urban perimeters in the horizons through the Master Plan for Urbanization (PDAU) and the Land Occupation Plan (POS).

The aim of this project is to evaluate the potable water supply network for the new pole in BOURACHED DJADIDA, and through this study, the site is presented and the needs are calculated, the standards of storage facilities, transportation, and finally the sizes of the storage network

Key words: Urban Master Plan, Land Occupation Plan, Potable Water Supply Network, Storage Facilities, Distribution Network

INTRODUCTION

GENERALE

L'eau est une source de vie et de développement socio-économique, joue le rôle le plus important, elle devient une ressource limitée et vulnérable qui est indispensable à la vie, au développement et à l'environnement. L'insuffisance de l'eau est dû à son égale répartition, à la croissance démographique rapide, au changement climatique et à la pollution des ressources hydriques. Sa protection et sa bonne gestion reste une nécessité.

De ce point, l'eau prend une autre importance plus que les besoins de l'être humain et devient de plus en plus une richesse menacée à cause de la mauvaise gestion de cette richesse, surtout au niveau des réseaux d'alimentation en eau potable là où des grandes quantités sont perdues dans ce dernier ou par les consommateurs.

Devant de telles situations, les pouvoirs publics en ALGERIE sont préoccupés de résoudre l'épineuse équation entre les ressources et la satisfaction des besoins en eau de la population, de l'industrie et de l'irrigation.

L'Algérie est caractérisée, dans la plupart de ses régions, par un climat semi-aride à aride qui souffre autant de l'insuffisance des pluies que de leur mauvaise répartition dans le temps et dans l'espace.

Les contraintes du climat, la croissance démographique et les transformations économiques et sociales sont à l'origine d'une demande en eau sans cesse croissante.

Le présent mémoire consiste en étudier le réseau de distribution d'eau potable de nouveau pôle urbain BOURACHED DJADIDA (POS1) commune de Sidi Ahmed, wilaya de Saïda, afin d'améliorer la situation hydraulique de cette zone.

Afin de développer ce travail, nous commençons par mener une présentation générale de la zone d'étude pour connaître les caractéristiques du lieu et les facteurs qui influent sur la conception du projet, parmi ces facteurs nous citons : les données relatives à l'agglomération, et données propres au réseau d'alimentation en eau potable, ainsi que la connaissance de la géologie et la topographie du site qui nous permettra de prendre les dispositions nécessaires lors de la réalisation des travaux, par exemple : le choix des engins à utiliser, le choix du type de matériaux pour les canalisations... et de ce fait mener à bien notre travail (chapitre I).

Ensuite, nous affichons et recueillons des données à partir des différentes situations de la zone d'étude, en évaluant la quantité d'eau nécessaire des différentes catégories consommatrices (chapitre II).

Par la suite, le troisième chapitre sera consacré au dimensionnement de l'ouvrage de stockage pour mieux harmoniser entre les demandes en eau et la population.

La partie dimensionnement de la conduite d'adduction, sera présentée dans le quatrième chapitre. Dans le cinquième chapitre, nous étudierons les dimensions du réseau de distribution d'eau potable adaptées à la zone d'étude.

Et on termine cette étude en présentant une estimation quantitative du projet. Ce dernier est l'objet du sixième chapitre.

CHAPITRE I

PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

I.1. Introduction

L'Algérie observe une évolution rapide de la population depuis l'indépendance. En janvier 2021, la population a été estimée à 44,6 millions d'habitants contre, seulement, 12,7 millions en 1965. Ainsi, de nouvelles agglomérations se créent enregistrant, entre autres, une hausse des besoins en eau potable de toute nature, que ce soit domestique, industrielle ou publique. Devant cette situation, les spécialistes sont appelés à mener des études pour concevoir et dimensionner des systèmes efficaces d'accès à l'eau potable afin de subvenir auxdits besoins tant exprimés par la population (ONS).

N'étant pas en reste, la wilaya de Saida compte faire face au développement démographique que connaît le pays par la création de nouvelles villes dotées de systèmes d'alimentation en eau potable adéquats.

Dans ce chapitre, nous aurons à étudier en détail le site d'étude que représente la nouvelle agglomération, sise à la commune de Sidi Ahmed de la wilaya de Saida.

Le site en question est ici caractérisé par quatre vocables : géographie, géologie, climatologique et hydraulique, qui seront successivement repris et définis.

I.2. Situation géographique

I.2.1. Situation géographique de la wilaya de Saida

La wilaya de Saida se situe au sud-ouest de l'Algérie, entre la latitude 34° 49' 60" Nord et la longitude 0° 9' 0" Est. Elle s'étend des monts de Daïa au nord à la région des hauts-plateaux au sud, sur une superficie de 6764km². Son altitude minimale est de 730m tandis que l'altitude maximale atteint les 1230m avec une moyenne de 980m.

La wilaya de Saida occupe une position centrale dans l'Ouest de l'Algérie (Figure I.1), elle est limitée :

- A l'est, par la wilaya de Tiaret ;
- A l'ouest, par la wilaya de Sidi Bel Abbés ;
- Au nord, par la wilaya de Mascara ;
- Au sud, par la wilaya d'El Bayadh.

I.2.2. Situation géographique de la commune de Sidi Ahmed

La commune de Sidi Ahmed est créée en 1963 conformément à l'ordonnance no 63-466 du 02/12/1963, quant à elle, est localisée au sud de la wilaya de Saida, entre la latitude 34° 33' 00" Nord et la longitude 0° 15' 35" Est, dans la partie steppique de la daïra d'Ain El-Hadjar. De par sa position, Sidi Ahmed fait partie des hautes plaines et est plus ancrée dans la zone steppique.

Depuis le découpage administratif par le décret N°365/84 du 01/12/1984, ladite commune ne s'étend qu'à **1280 km²**, et elle est limitée (Figure II.2):

- Au Nord : par la commune d'Ain El-Hadjar (Wilaya de Saida) ;
- Au Sud : par la commune d'El-Khaïter (Wilaya d'El-Bayadh) ;
- A l'est : par la commune d'El-Maamora (Wilaya de Saida) ;
- A l'ouest : par la commune de Moulay Larbi (Wilaya de Saida).

Comme toutes les communes du pays, Sidi Ahmed comprend plusieurs localités qui peuvent être dressées ainsi : Khalfalah ; Timetlas ; Tafraoua ; Morghad ; Bourached et Sfid.

Le chef-lieu de la commune de Sidi Ahmed se trouve à environ de 48 km de chef-lieu de la wilaya de Saida et à 40 km du chef-lieu de la daïra d'Ain El-Hadjar.

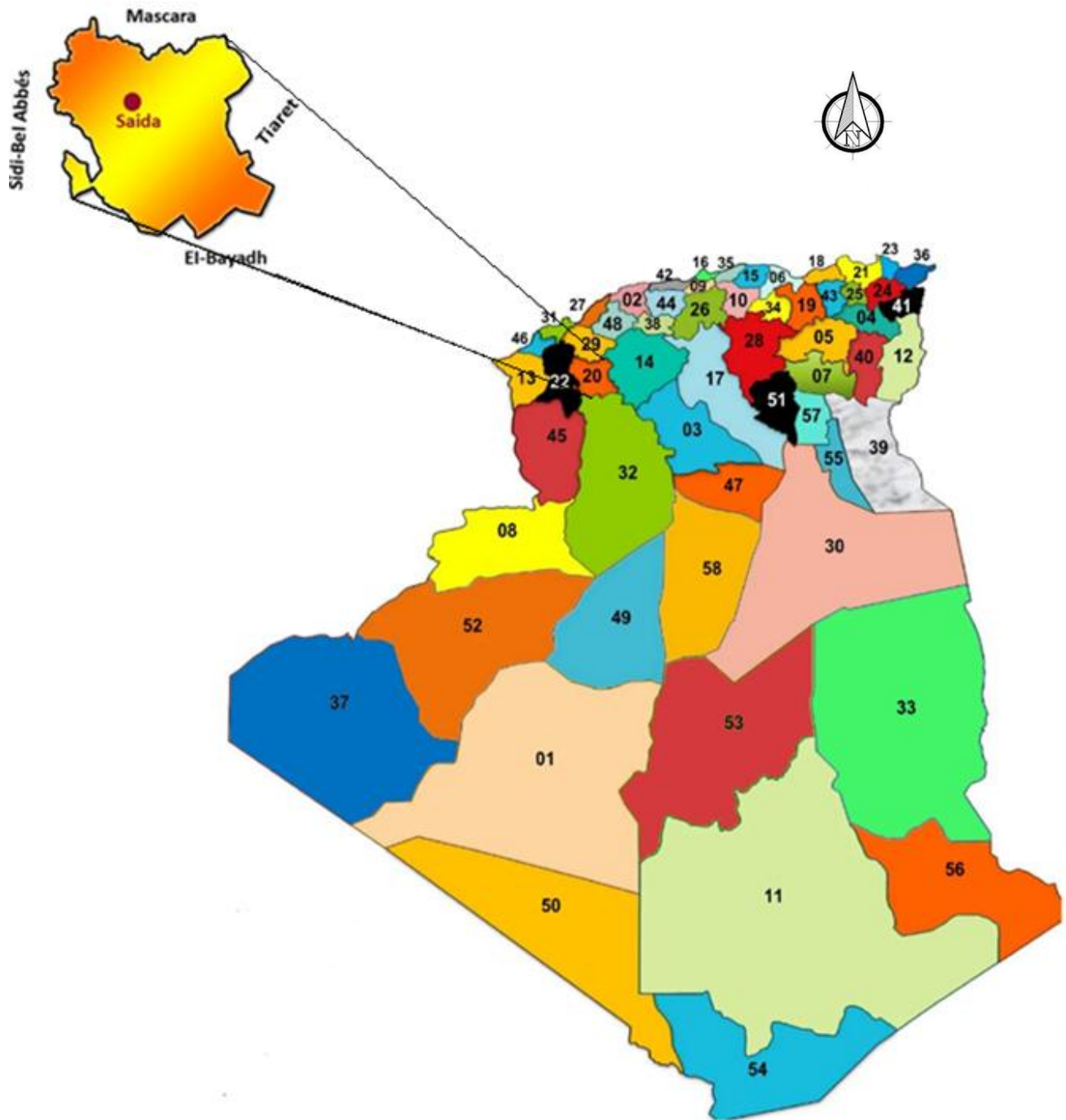


Figure I.1: Carte de la situation de la wilaya de Saïda.

La latitude de Saïda est 34.841201, et la longitude est 0.148431. Saïda est une ville située en Algérie avec les coordonnées gps 34° 50' 28.3236" N et 0° 8' 54.3516" E. L'altitude de Saïda est 808.946, le fuseau horaire est Africa/Algiers.

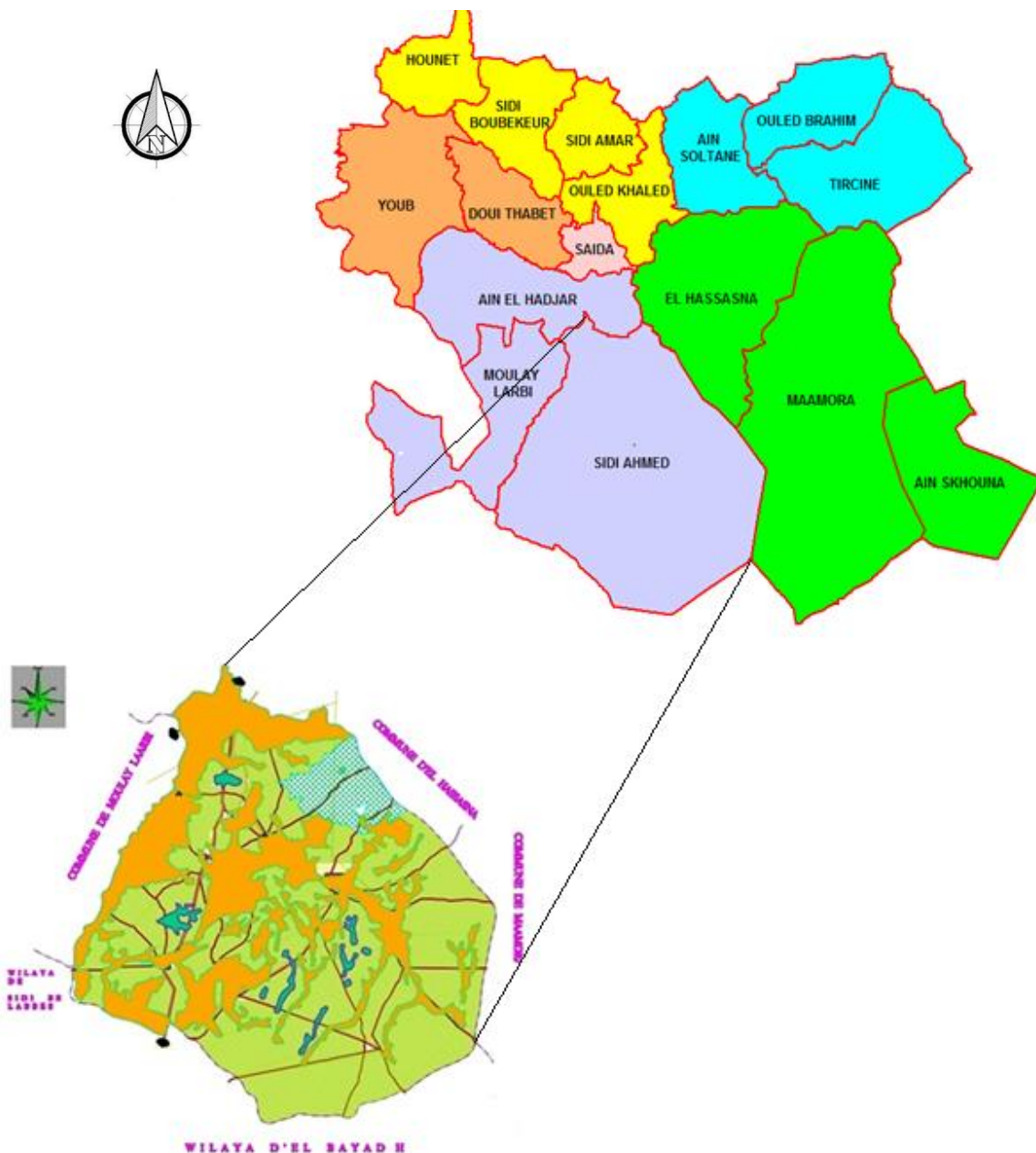


Figure I.2: Carte de la situation de la commune de Sidi Ahmed.

I.3. Situation géographique de site d'étude BOURACHED DJADIDA

Le site étudié, qui s'appelle BOURACHED Djadida est basé dans la commune de Sidi Ahmed pas loin du chef-lieu de la wilaya de Saida à 23 kilomètres ; il est localisé sur un nœud à l'intersection de la route nationale N° 6 avec le CW 36 menant à Sidi Ahmed et à Moulay Larbi. Ce lieu offre tous les avantages pour constituer un établissement humain. Sa position privilégiée a déjà fait l'objet d'investissement en projetant non loin de là, à 5 km, le parc industriel de Koléa sans que l'habitat suive ; d'où le risque d'occupation anarchique autour de Koléa si les pouvoirs publics ne devancent pas les événements. Le site de BOURACHED Djadida a plusieurs atouts, du fait qu'il propose un centre de vie capable d'absorber les besoins en matière d'habitat et équipement des localités de Bourached et

OuledDjelloul ainsi que les zones éparses, ce qui permettra d'apaiser la pression sur des agglomérations chef-lieu limitrophes.

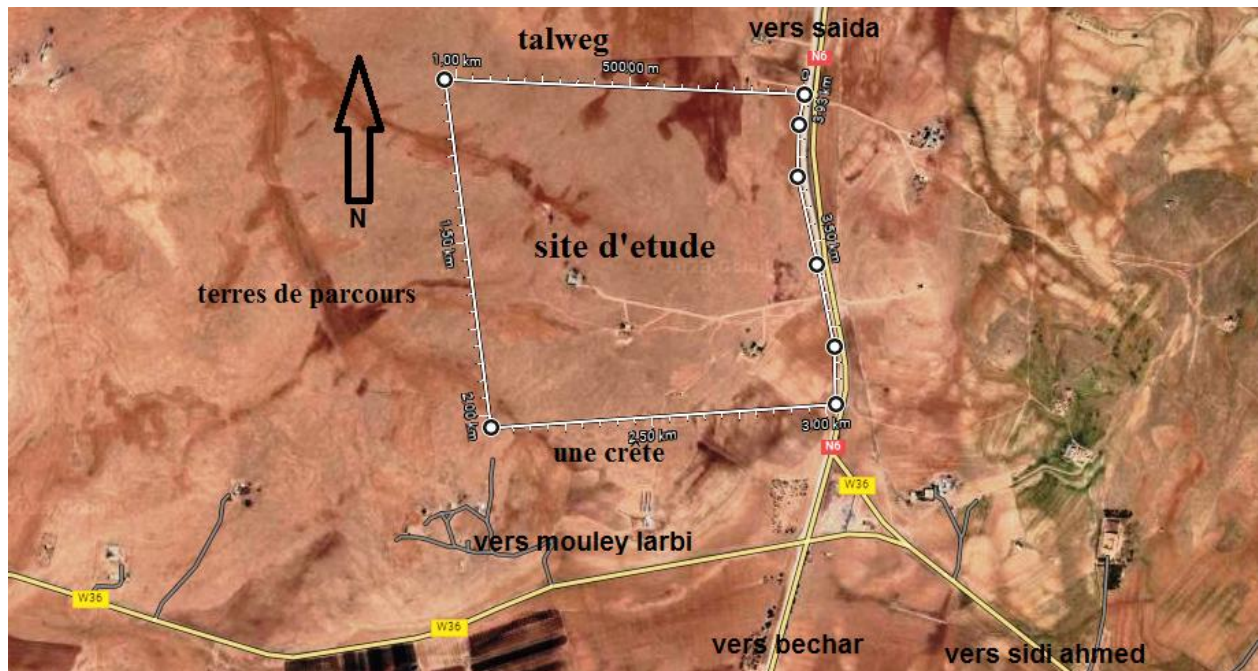


Figure I.3: Carte de la situation de la zone d'étude.

I.4. Caractéristiques physiques

I.4.1. Cadre naturel

I.4.1.1. Relief :

La zone d'étude comprend un ensemble de plans inclinés s'abaissant très lentement vers le fond du Chott Chergui, avec une altitude des hautes plaines steppiques qui diminue très lentement, à une allure de 200 m seulement en 50 km, vers le fond du Chott Chergui. Cela se traduit par des dénivelés faibles dans toutes les zones de la commune.

I.4.1.2. Morphologie et pentes

Ce site se démarque par une ligne de crête qui le limite au sud le laissant surplomber légèrement une cuvette et la bande boisée longeant la RN 6 ; par ailleurs son inclinaison nord et nord-ouest lui donne une ouverture sur les plateaux de l'oued Fallette.

Les terrains sont à pentes faibles ou moyenne de 0 à 3% ou de 3 à 12% respectivement (URBAT, 2022).

- Collines et piémonts 20% ;
- Plaines et plateau 70% ;
- Autres 10%.

I.5. Situation topographique

Les coordonnées géographiques pour Saïda sont 34,830° de latitude, 0,152° de longitude et 840 m d'altitude.

La topographie dans les 3 kilomètres entourant Saïda présente des variations très importantes de l'altitude, avec une variation de l'altitude de 256 mètres maximum et une altitude moyenne au-dessus du niveau de la mer de 873 mètres. Dans les 16 kilomètres, variations très importantes de l'altitude (605 mètres). Dans les 80 kilomètres, variations considérables de l'altitude (1 415 mètres) (URBAT,2022).

La région dans un rayon de 3 kilomètres de Saïda est couverte par des surfaces artificielles (79%) et des terres cultivées (12%), dans un rayon de 16 kilomètres par des terres cultivées (56%) et une végétation éparse (25%) et dans un rayon de 80 kilomètres par des terres cultivées (38%) et une végétation éparse (36%).

La topographie de la zone d'étude, quant à elle, donne l'apparence d'un site calme mais recèle quelques nuances. Le terrain est jalonné par trois talwegs qui vallonnent le site laissant des terrains plats aux sommets des dômes et en contrebas dans la partie nord est. Le site est limité au nord par un oued intermittent qui ira se jeter vers l'ouedFallette

L'altitude varie du sud est au nord-ouest du point du dôme le plus haut culminant à 1166 m, au point le plus bas, à 1128 m, situé au nord-ouest. Ce dénivelé de 38 m indique une pente générale régulière de 1,9% en moyenne sur une longueur du site de 1.6 km et indique aussi la ligne d'appel pour l'écoulement des fluides. Deux autres dômes moins élevés culminent à 1156 m avec des pentes plus fortes mais la grande partie du terrain à des pentes de 3 à 4% orientées vers le nord et le nord-est (URBAT. 2022).

I.6. Situation géologique

La commune de Sidi Ahmed se situe dans la partie centrale des hautes Plaines, son relief est constitué de calcaires et de dolomie dure qui résistent à l'érosion de la terrasse, son recouvrement est constitué du quaternaire, du tertiaire (pliocène) composé de sables, argiles, terres végétales, cailloutes (roches non consolidées) et d'un substratum jurassique supérieur, constitué de calcaire, dolomie et de marnes. Le sol est à croûte calcaire sur des éléments du pliocène continentale et du quaternaire.

Sur le plan morphes-litho-pédologie, la région entre Taфраoua et Khalfallah(dépression- cuvettes) est composée de formations gréseuses et calcaires Quant à la géomorphologie et géodynamique actuelle :

Le modèle : cuvette de dissolution karstique remblayées par altérités et des collu viseur.

I.6.1. Séismicité :

Les règles parasismiques algériennes classent la région de Sidi Ahmed dans la zone de moyenne à faible sismicité (Zone I) ou l'intensité peut atteindre trois (3) degrés sur l'échelle de RICHTER (R.P.A, 2003), c'est un facteur qui joue un rôle essentiel pour toute construction (logement ou équipement), il est nécessaire de prévoir les mesures de conception et d'exécution des ouvrages de façon à fournir un degré de protection acceptable et ceci en fonction des règles parasismiques algériennes.

I.7. Situation climatique

Le climat peut être défini comme étant les conditions moyennes qu'il fait dans un endroit donné (température, précipitations, etc.) calculées d'après les observations d'au moins 30 ans (norme définie par l'Organisation Météorologique Mondiale). Il est donc caractérisé par les valeurs moyennes, mais également par des variations et des extrêmes. A l'échelle mondiale, le climat représente une machine complexe qui est le produit, dans l'espace et dans le temps, de toute une série d'interactions entre les éléments qui composent les différents compartiments :

- L'atmosphère ;
- La lithosphère (la croûte terrestre) ;
- L'hydrosphère (l'ensemble des mers, des océans, des lacs et des cours d'eau de la planète) ;
- La Cryo-sphère (les glaces du monde entier) ;
- La biosphère (l'ensemble des êtres vivants, en particulier la végétation).

Eu égard à tout cela, l'Algérie est un pays de la zone subtropicale du Nord-Africain. Son climat est très différent entre les régions (Nord-sud, Est-Ouest). Il est de type méditerranéen sur toute la frange nord qui englobe le littoral et l'Atlas Tellien (été chaud et sec, hiver humide et frais), semi-aride sur les hauts plateaux au centre du pays, et désertique dès que l'on franchit la chaîne de l'Atlas Saharien.

En Algérie les précipitations sont caractérisées par une variabilité spatio-temporelle très marquante. La tranche de pluie annuelle décroît à mesure que l'on avance vers le sud et tombe à moins de 100 mm au sud de l'Atlas Saharien, cette valeur étant habituellement considérée comme marquant le début du désert. A la décroissance des pluies du Nord au Sud se superpose une décroissance de l'Est à l'Ouest.

Les bordures Nord, Centre et Est reçoivent en moyenne des quantités annuelles de précipitations variantes entre 600 et 1150mm.

Elles sont de ce fait plus arrosées que le reste du pays. Les bordures Nord-Ouest par exemple enregistrent des totaux annuels moyens de l'ordre de 250 à 500 mm, (M. Mahmoud, ONM 2012).

I.7.1. Température

A notre site, l'été est court, très chaud, sec et dégagé dans l'ensemble et l'hiver est long, frisquet, venteux et partiellement nuageux. Au cours de l'année, la température varie généralement de 1.4°C à 33.9°C.

Tableau I.1 : Température moyennes entre (1991-2021).Source: Office national Météorologique, 2021)

Mois Temp	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Jui	Juil	Août	MOY
Temp max (°C)	28.4	22.9	14.8	11.1	10.6	12.2	16.5	20.5	25	31	35.5	34.2	21.9
Temp mini (°C)	15.7	11.4	5.2	2.1	1	1.8	4.6	7.4	11.5	16.2	20.1	19.8	9.73
Temp moy (°C)	22.05	17.15	10	6.6	5.8	7	10.55	13.95	18.25	23.6	27.8	27	15.81

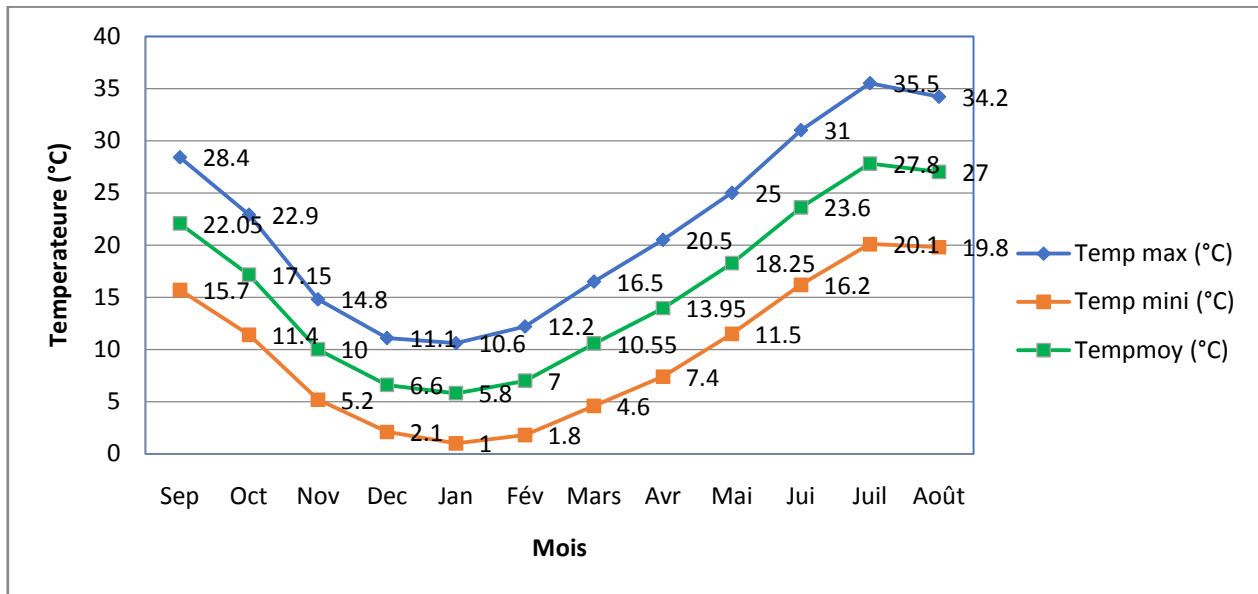


Figure I.4: Les courbes de répartition des températures.

La zone étudiée est caractérisée par un climat plus chaud au mois de juillet, ainsi, la température au cours de ce mois varie entre 20.1° minimale et 35.5°maximale. Le mois le plus froid est le mois de janvier où la température varie entre 1°et 10.6°c

I.7.2. Précipitation

A Sidi Ahmed, la pluviométrie annuelle de 285 mm, et elle est marquée par de fortes irrégularités saisonnières (d'après l'étude publiée sur le site). Nous assistons à des précipitations beaucoup plus faibles avec des variations saisonnières moins importantes.

La représentativité des pluies d'hiver est très faible, de 25.26 % du total annuel, entre le mois de décembre et le mois de Février à cause de changement climatique du pays, et notre zone d'étude située au sud de la wilaya et le départ de la steppe qui est à une dégradation végétale par la sécheresse qui provoque la minimisation de l'humidité du sol

Tableau I.2 : Précipitations Moyennes Mensuelles durant la période (1991-2021)

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Somme
Pmoy (mm)	25	28	31	22	26	24	32	31	30	14	9	13	285

Source: Office national Météorologique, 2021)

La pluviométrie moyenne annuelle dans la zone d'étude est de 285mm et atteint rarement les 300 mm, mais, les gelées sont fréquentes du mois Novembre à la fin Mars.

Selon les résultats de la précipitation annuelle, on trouve que les saisons pluviales ont duré 8 mois, du mois de septembre au mois de mai.

Le mois ayant le plus de précipitation à Sidi Ahmed est mars.

La saison la plus sèche dure 3 mois, du juin au mois d'août.

Le mois le plus pluvieux seulement à SIDI AHMED est mars, avec une quantité de 32 mm. En fonction de classement, la forme de précipitation la plus courante au cours de l'année est de la pluie

seulement, avec une probabilité culminant à 11.23%, est une précipitation convective couvre de petite surfaces et produites l'instabilité de l'air et sont très localisées que sont associées à des nuages de types cumulus. Exemple : orages, averses, cyclone .cette précipitation prendre une forme liquide(pluie bruine)

A l'analyse des résultats on peut déterminer que le régime est continental tempère, il en résulte des déserts ou des steppes(100 à 500mm).

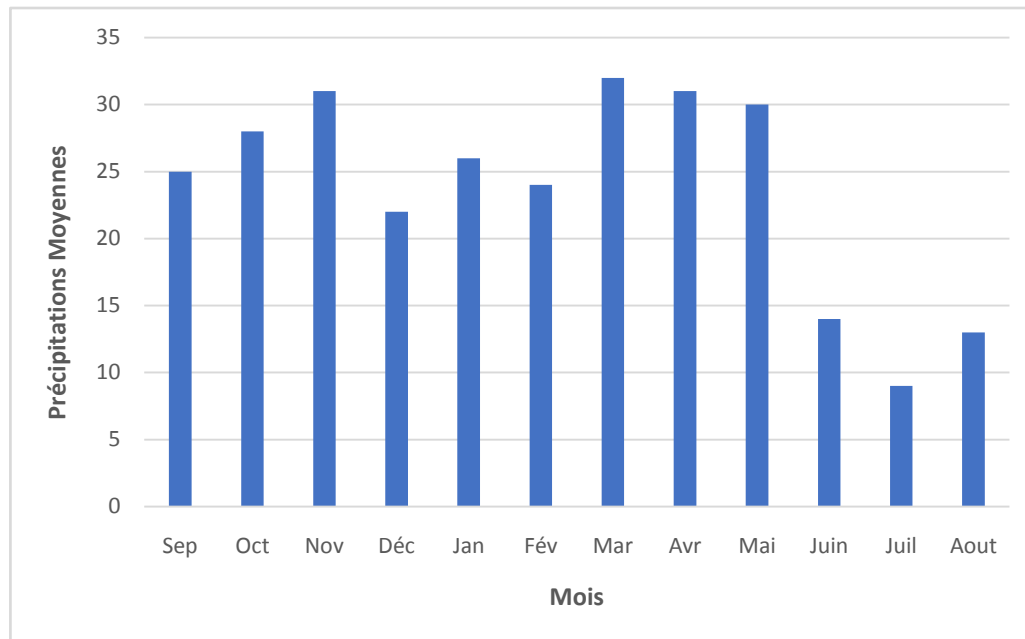


Figure I.5: histogramme de Précipitations moyenne

Selon les observations indiquées sur l'histogramme, on estime que les précipitations moyennes sont de 9 mm au mois de Juillet qui est le plus sec que les précipitations plus courantes sont enregistrées en Mars, elles sont de 32 mm en moyenne. Qu'on remarque une variabilité saisonnière en automne et en printemps la série montre que les valeurs des observations sont maximales par rapport à deux autres saisons de l'année

La série classée, mois par mois, présentent de bons alignements sur des graphiques sont proches les uns des autres autour d'une observation moyenne.

Sur l'histogramme on observe que deux averses distinctes au mois de novembre et au mois de mars

I.7.3. L'Humidité

L'humidité relative la plus basse de l'année est en Juillet (27.89%). Le mois où le taux d'humidité est le plus élevé est en Décembre (73.47%).

Tableau I.3 : le taux d'humidité entre (1991-2021)Source: Office national Météorologique, 2021)

MOIS	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
Humidité (%)	44%	51%	66%	73%	70%	64%	55%	48%	42%	33%	28%	31%

I.7.4. Vent

Le vent observé à un emplacement donné dépend fortement de la topographie locale et d'autres facteurs, et la vitesse et la direction du vent instantané varient plus que les moyennes horaires.

La vitesse moyenne du vent connaît une variation saisonnière modérée au cours de l'année.

La période la plus venteuse de l'année dure 6 mois, du mois de février au mois de mars et du mois juillet au mois d'août (deux saisons durant l'année), avec des vitesses de vent moyennes supérieures à 16,0 kilomètres par heure. Le mois le plus venteux de l'année est mars, avec une vitesse moyenne du vent de 19.44 kilomètres par heure.

La période la plus calme de l'année dure 5 mois, du mois de septembre au mois janvier. Le mois le plus calme de l'année est octobre, avec une vitesse moyenne du vent de 14.48 kilomètres par heure.

(Source: office national Météorologique, 2021)

Tableau I.4 : la Vitesse moyenne de vent entre (1991-2021)

MOIS	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
Vitesse moyenne	15.13	14.48	15.16	14.85	15.78	17.46	19.44	18.39	15.95	17.36	17.24	16.21

Tableau I.5 : Fréquence des vents

Direction	N	N-E	E	S-E	S	S-W	W	N-W
Fréquence	15.78	17.46	19.44	18.39	15.95	14.48	15.16	14.85
%	15.67	2.42	1.62	4.26	7.85	3.24	6.59	10.57

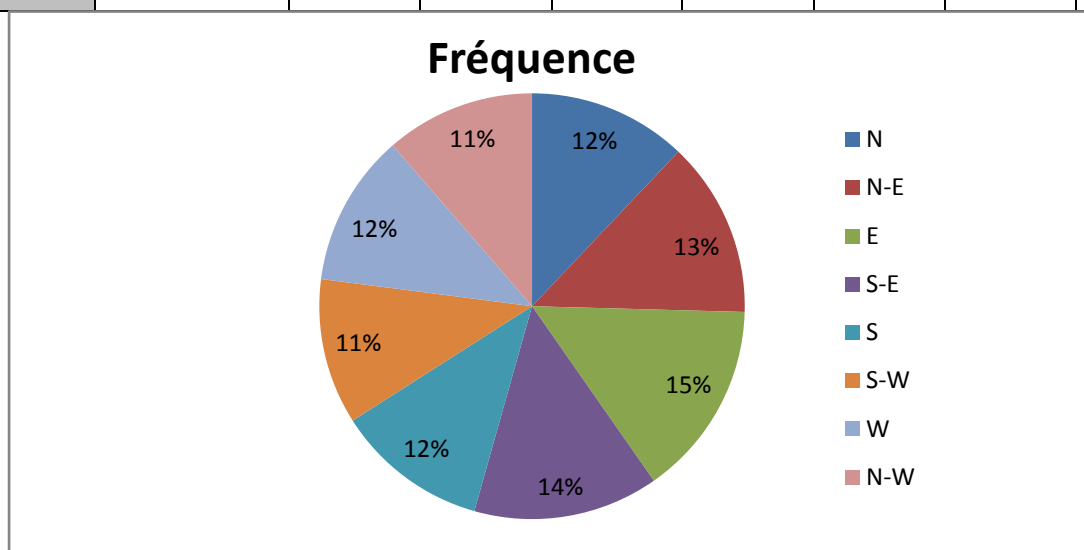


Figure I.6 : histogramme Fréquence des vents

La direction horaire moyenne principale du vent varie au cours de l'année. Le vent vient le plus souvent de l'EST avec un pourcentage maximal de 15 %, le vent vient le plus souvent de l'ouest, avec un pourcentage maximal de 12 %, le vent vient le plus souvent du sud avec un pourcentage maximal de 12 %.

Elles sont souvent relayées par le sirocco qui produit une hausse des températures au-dessus du 40°C. Nous pouvons assister à 20 jours de sirocco par an dont 15 au début du mois de juin et ça peut aller jusqu'à la fin du mois d'Août.

Tous ces axes thermiques, en plus de l'action des vents qui soufflent sans rencontrer d'obstacles et qui stimulent le processus de l'évaporation sont aussi responsables de la pauvreté de la végétation steppique que de la faiblesse de l'irrégularité des pluies dans la région. (BENEIDER, 2005)

I.7.5. Legel

Les gelées enregistrées durant l'année durent entre 15 et 40 jours, elles peuvent se produire du mois d'octobre jusqu'au mois de mai.

I.8. Détermination du climat

Après avoir identifié tous les facteurs climatiques principalement les précipitation et la température de la zone d'étude, il faut déterminer le type de climat qui y régnent. Dans ce cas, plusieurs méthodes peuvent être utilisées. Afin de déterminer le type de climat de la région, il est nécessaire d'appliquer l'une des méthodes suivantes :

- **Diagramme Ombrothermique.**
- **Indice d'aridité de Martonne.**
- **Quotient pluviométrique d'Emberger.**

I.8.1. Diagramme Ombrothermique

Est un type particulier de diagramme climatique à représenter les variations des températures et des précipitations mensuelles sur une année selon des observations marquées pour déterminer les périodes de sécheresse d'un endroit (Joël Charre, 2007)

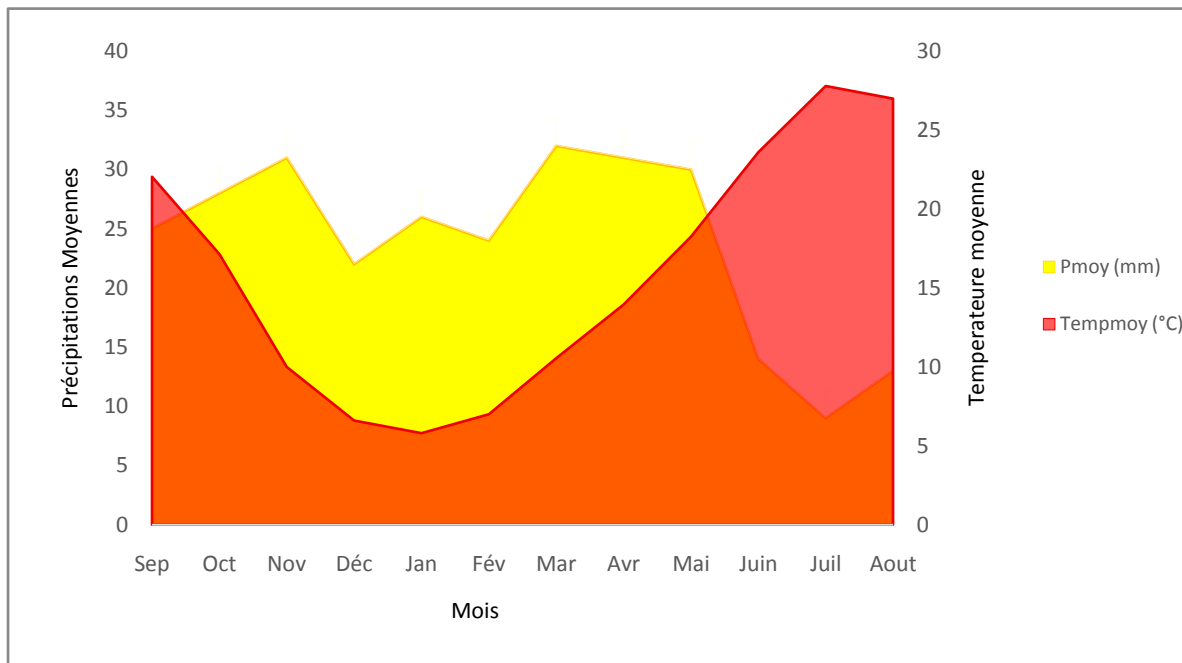


Figure I.7: Diagramme d'Ombrothermique

Sur ce diagramme apparaît une nette période de sécheresse qui s'étend toute la saison estivale, une période de printemps et d'automne soit une période de cinq mois qui s'étale de Mai à Septembre, et une période humide de presque sept mois qui s'étale d'octobre à avril.

I.8.2. Indice d'aridité de Martonne :

En 1923, de Martonne a défini un indice d'aridité I correspondant au rapport entre la moyenne mensuelle des précipitations P en (mm) et la moyenne annuelle des températures T (C°)

$$I = \frac{P}{T+10} \dots\dots\dots (I.1)$$

Où :

I : indice d'aridité de Martonne
 P : précipitations annuelle en (mm)
 T : température moyenne annuelle en (C°) ;

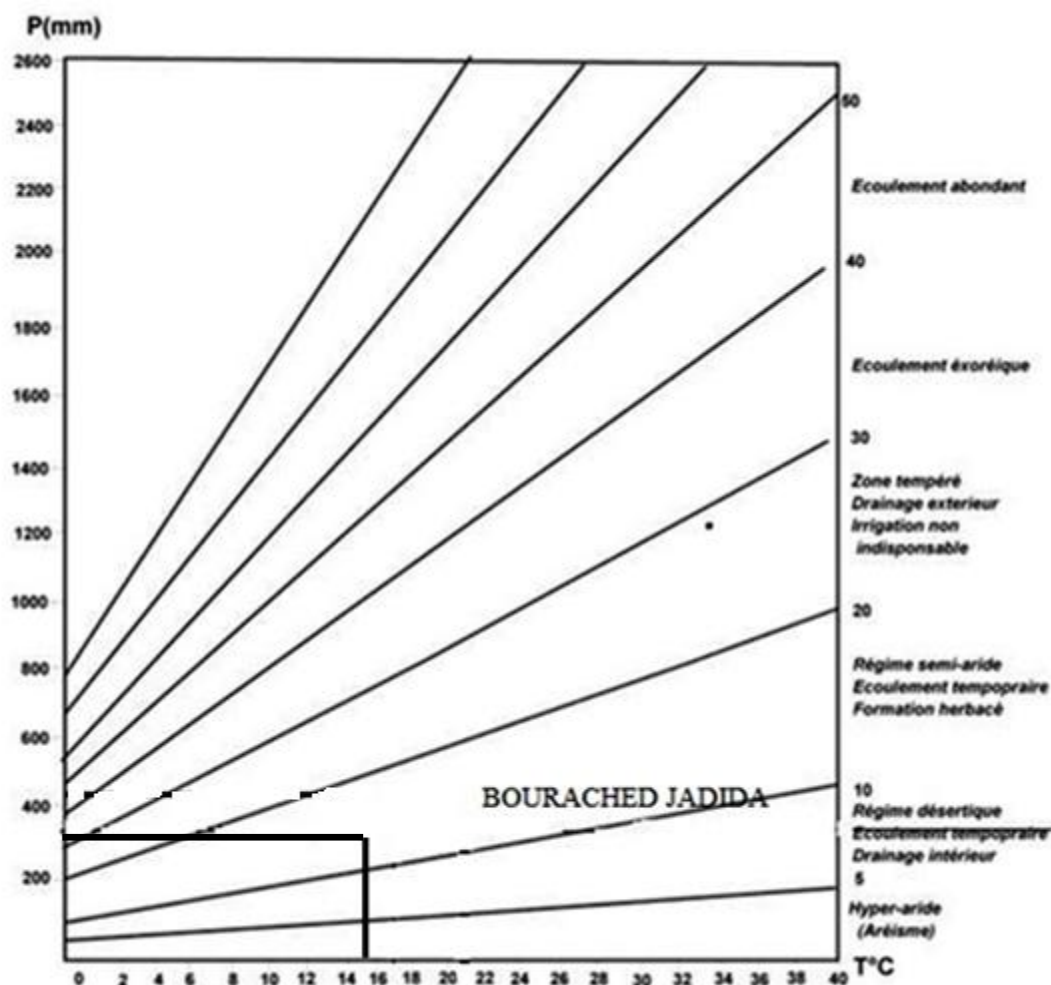
$$I = \frac{285}{15.81 + 10} \Rightarrow I = 11.04$$

L'utilisation de cette formule permet de classer nos stations comme suit en se basant sur la répartition suivante :

- $I < 10$ Climat aride
- $10 < I < 20$ Climat semi-aride
- $20 < I < 50$ Climat froid tempéré ou tropical
- $50 < I$ Climat subhumide

Tableau I.6: type de climat de BOURACHED JADIDA d'après la méthode de Martonne.

P(mm)	T(c°)	I	Type de climat
285	15.81	11.04	Semi-aride

**Figure I.8: détermination du type du climat d'après la méthode de Martonne**

I.8.3. Quotient pluviothermique d'Emberger :

Le botaniste Emerger (1930) a proposé un quotient pluviothermique (Q₂) qui permet de situer la station dans l'étage bioclimatique convenable, où il fait intervenir le total des précipitations annuelles (P), la moyenne des maxima des mois les plus chauds (M) et la moyenne des minima des mois les plus froids (m).

Il permet d'apprécier physiquement la notion d'aridité annuelle en tenant compte des précipitations et de la température. Il est calculé selon l'équation suivante :

$$Q_2 = \frac{p}{\left[\left(\frac{M+m}{2}\right) \times (M-m)\right]} \times 1000 \dots \dots \dots (I.2)$$

Avec :

Q₂ : Quotient pluviothermique d'Emberger.

- P: Précipitation moyenne annuelle en mm.
 M: Moyenne de maxima des mois les plus chauds en K°.
 m : Moyenne minima des mois les plus froids en K°.

M et m sont exprimés en Kelvin ($T^{\circ}K = T^{\circ}C + 273.15$)

Quand :

$50 < Q2 < 100$: Climat tempéré.

$25 < Q2 < 50$: Climat semi-aride.

$10 < Q2 < 25$: Climat aride.

$10 < Q2$: Climat désertique.

$$Q2 = \frac{285}{\left[\left(\frac{308.65 + 274.15}{2} \right) \times (308.65 - 274.15) \right]} \times 1000 \Rightarrow Q2 = 28.35$$

Selon la base des valeurs des précipitations et des températures on estime que la région d'étude est caractérisé par une valeur Quotient pluviothermique d'Emberger $Q2 = 28.35$ qui permet de situer la région de Sidi Ahmed dans l'étage bioclimatique semi-aride.

Tableau I.7: Situation bioclimatique de site d'étude

P(mm)	M (C°)	m (C°)	Q2	Type de climat
285	35.5	1	28.35	Semi aride

I.9. Situation hydraulique

Pour assurer un bon développement de la commune de Sidi Ahmed, le plan directeur de l'aménagement et de l'urbanisme traite dans sa partie hydraulique, tous les points d'eaux existants sur son territoire.

Son objectif est d'une importance capitale et vitale quant au développement d'une agglomération en matière d'alimentation en eau.

Sur le plan hydrologique, et bien qu'elle se situe dans une zone à faible pluviométrie, la commune de Sidi Ahmed dispose d'un réseau hydrographique très important.

Les cours d'eau, asséchés durant toute l'année, coulent pour la plupart d'entre eux dans le sens Sud-Nord et Est-Ouest vers un exutoire unique qui est la Sebkha (Chott Chergui) ou dans certains cas vers des Daïâtes (Exutoires localisés). Les cours d'eau sont donc secs à longueur d'année, mais qui débordent à chaque fois que des pluies orageuses s'abattent sur la zone en question. Parfois, les eaux de ruissellement viennent de plus loin sans que des pluies soient signalées sur les sites considérés. Les cours d'eau les plus importants sont les suivants :

- Oued Sfid;
- Oued fallate;
- Oued Rhett essfa;
- Oued Morerhad;

- Oued Serour;
- Oued el Mai.

En plus des cours d'eau ils existent plusieurs Daiâtes dont les plus importants sont :

- Daiât ouladserour ;
- Daiât El mekamen.

Tableau I.8: Points d'eaux d'AEP existants sur le territoire de site d'étude

N°	Commune	Nom du Forage	Coordonnée X	Coordonnée Y	Prof	Debit _Mob	Debit _Exp	Etat Actuel
1	SIDI AHMED	FORAGE OULED BELOUFA	265,950	151,100	180	10	5	Exploité
2	SIDI AHMED	FORAGE OULED AHMED KOLEA	259,900	153,700	240	8	8	Inexploité
3	SIDI AHMED	FORAGE OULED ALI	262,600	151,000	250	4	4	Exploité
4	SIDI AHMED	FORAGE OULED BOUANANI	266,450	458,950	155	14	8	Exploité
5	SIDI AHMED	FORAGE EL KELIA	262,800	156,000	330	5	2	Exploité
6	SIDI AHMED	FORAGE CSD NAFTAL	266,500	156,900	200	10	10	Exploité

Les adductions disponibles sur le territoire de la commune de Sidi Ahmed sont les suivantes :

- L'adduction SKHOUNA - SAIDA sur 34 KM de longueur avec un (1)réservoir de 500 m³ et un (1)autre réservoir de 3600 m³, avec un débit Q de 500 l/s et un diamètre ø de 600 mm en fonte ;de 12 l/s ;
- L'adduction AS Bourached sur 1.3 KM en acier avec un diamètre ø de 100 mm et un débit Q de 6 l/s. (AGIRE, 2023)

I.10. Conclusion

Dans ce chapitre, on a pu faire un aperçu sur le nouveau pôle urbain POS1 BOURACHED JADIDA en point de vue (géographique, topographique, climatique...), cette présentation de notre zone d'étude a défini le type de climat qui est semi aride, de nous permettre de choisir le matériel et les matériaux pour la réalisation de notre projet sans contraintes et difficultés avec une estimation fiable selon la nature de terrain

CHAPITRE II

ESTIMATION DU BESOIN EN EAU POTABLE

II.1. Introduction :

Chaque agglomération est caractérisée par un nombre d'habitants et un régime de Consommation. Ce dernier permet de montrer la variation du débit de consommation en fonction du temps (annuelle, journalière ou horaire) qui varie selon le type des consommateurs, leurs exigences, leurs habitudes, développement sanitaire de l'agglomération.

Ce chapitre consiste à l'estimation des besoins en eau des différents usagers et les variations des débits de consommation selon le régime et le mode de vie afin de dimensionner le réseau de distribution du nouveau pôle urbain BOURACHED JADIDA.

II.2. Evaluation de la population

Le dimensionnement du système d'alimentation en eau potable est un processus complexe qui nécessite de passer par une phase cruciale d'estimation de la croissance démographique et par conséquent l'évaluation de la population observée durant une période donnée de calcul.

Le site d'étude est un terrain nu relevé du domaine prive de l'état entouré par trois talwegs qui vallonnent le site laissant des terrains plats.

Pour notre cas d'étude, le tableau (II.1) ci-après dresse la situation des logements et de la population projetée au niveau du site de BOURACHED DJADIDA :

Tableau II.1: la situation des logements et de la population

Type de logement	Nombre de logement	Taux d'occupation moyen (hab/log)	Nombre d'habitants
Logement collectif (R+4)	1600	5	8000
Logement semi-collectif (R+1)	432	5	2160
Logement individuel	1107	5	5535
Local commercial	280	5	1400
Total	3419	5	17095

Dans la présente étude le nombre d'habitant sera celui qui va saturer tous les logements.

Ainsi, la population est estimée à 17095 habitants.

II.3. Détermination des besoins en eau potable

L'estimation des besoins en eau d'une agglomération dépend de plusieurs facteurs tels que l'évolution de la population, les équipements sanitaires, le niveau de vie de la population, les entreprises, le commerce et l'utilisation publique, etc. Elle diffère aussi d'une période à une autre et d'une agglomération à une autre. Pour notre cas d'étude, il s'avère nécessaire de se pencher sur les différentes catégories de besoins citées ci-après :

- Besoins domestiques ;
- Besoins scolaires ;
- Besoins sanitaires ;
- Besoins administratifs ;
- Besoins socioculturels.

II.4. Détermination de la consommation moyenne journalière

La quantité d'eau nécessaire à l'alimentation d'une agglomération est généralement déterminée comme suit :

$$Q_{moyj} = \frac{\sum_i^n N_i \times q_i}{1000} (\text{m}^3/\text{j}) \dots\dots\dots (\text{II.1})$$

Où :

- Q_{moyj} : La consommation moyenne journalière (m^3/j).
- N_i : Nombre d'habitants.
- M_i : Dotation journalière (l/j/usagé).
- 1000 : conversion du (l/j) en (m^3/j).

II.4.1. Détermination de la consommation moyenne journalière domestique

II.4.1.1. Dotation d'eau potable domestique

Les besoins en eau sont liés directement à la dotation hydrique qui est choisie en fonction du nombre d'habitant de l'agglomération. Le tableau (II.2) ci-après, dresse la variation de la dotation en eau en fonction de la population.

Tableau II.2: la variation de la dotation en eau en fonction de la population

Nombre d'habitants	5.000 à 20.000	20.000 à 100.000	> 100.000
Dotation (l/j/hab)	150 à 200	200 à 300	300 à 400

L'utilisation de l'eau pour les besoins personnels d'alimentation et d'hygiène et autres tels que : la lessive, la douche, la chasse d'eau, le remplissage des piscines et l'arrosage des pelouses. La consommation domestique varie de façon notable selon les types d'agglomérations :

- Consommation rurale de 90 à 180l/j/hab ;
- Consommation urbaine de 180 à 200l/j/hab.

Et vu que notre ville ne dépasse pas en nombre d'habitants les 20000 habitants, alors elle est considérée comme une ville rurale, toute fois vu la disponibilité de la ressource, et selon les recommandations de la DHW de Saida, il convient de donner une dotation de 180 l/j/habitant pour satisfaire les besoins en eau de cette ville.

II.4.1.2. Calcul des besoins moyens journaliers domestiques

Les résultats de l'évaluation des besoins moyens journaliers à différents horizons sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau II.3: Evaluation des besoins en eau potable

Population (hab)	Dotation (l/j/hab)		
17095	180	3077,1	35,61

II.4.2. Détermination de la consommation moyenne journalière des autres besoins

C'est la fourniture de l'eau pour diverses utilisations municipales telles que lavage des rues, édifices publics (établissements scolaires, administrations, hôpitaux, mosquées, bains et lutte contre les incendies).

Tableau II.4 : Evaluation des besoins des équipements

Type des besoins	Equipement	Nombre	Unité	Superficie	Dotation journalière <i>l/j/m²</i>	<i>Q_{moyj}</i>	ΣQ_{moyj} <i>m³/j</i>	ΣQ_{moyj} <i>l/s</i>
Besoins scolaires	Ecole primaire	03	m ²	14100	2	28,2	81,4	0,94
	CEM	02	m ²	13500	2	27,0		
	Lycée	01	m ²	13100	2	26,2		
Besoins sociaux culturels	Mosquée	02	m ²	6800	5	34,0	245,9	2,85
	Equipement sanitaire	01	m ²	25700	5	128,5		
	Centre culturel	01	m ²	12300	2	24,6		
	Équipement sportif	01	m ²	7100	2	14,2		
	Marché	01	m ²	2200	2	4,4		
	Espace vert	03	m ²	20100	2	40,2		
Besoins administratifs	Gare routière	01	m ²	15200	2	30,4	80,6	0,93
	Protection civil	01	m ²	1800	2	3,6		
	Agence postale	01	m ²	1600	2	3,2		
	Annexe APC	01	m ²	1500	2	3,0		
	Réserves équipement	06	m ²	20200	2	40,4		
Total							407,9	4,72

II.5. Majoration de la consommation moyenne journalière

La consommation journalière majorée est illustrée comme suit :

$$Q_{moyj\ major\ ée} = Q_{moyj\ calcul\ ée} + K_m \times Q_{moyj\ calcul\ ée} \dots\dots\dots (II.2)$$

Où :

$Q_{moyj\ major\ ée}$: Consommation moyenne journalière majorée (m³/s) ;

$Q_{moyj\ calcul\ ée}$: Consommation moyenne journalière calculée (m³/s) ;

K_m : Coefficient de majoration ; il est égal à 20%.

Dans tous les cas de figures, il faut prendre en compte les pertes enregistrées suite à des fuites dans le système de distribution et celles chez les consommateurs (robinets qui fuient), ce qui correspond à la différence entre les volumes pompes et les volumes facturés.

Pour pallier aux problèmes des pertes, des taux de majoration de la consommation sont retenus selon l'état du réseau de distribution et qui se présentent ainsi :

- Réseau bien entretenu 20% ;
- Réseau moyennement entretenu (25% à 30%) ;
- Réseau mal entretenu 50% et plus.

Dans notre cas de figure, les canalisations du réseau de distribution sont toutes neuves, ce qui écarte l'hypothèse d'enregistrer d'éventuelles fuites, c'est la raison pour laquelle nous estimons le taux de majoration à 20%.

$$Q_{moyj\ major\ ée} = 1,2 \times Q_{moyj\ calcul\ ée} \dots\dots\dots (II.3)$$

Le tableau (II.5) ci-dessous récapitule les débits moyens journaliers majorés :

Tableau II.5: les débits moyens journaliers majorés

Population (hab)	Type des Besoins	Q_{moyj}		K_m	$Q_{moyj\ majorée}$	
				%		
17095	Besoins domestiques	3077,10	35,61	20	3692,52	42,74
	Besoins des équipements	407,90	04,72	20	489,48	05,67
Total		3 485,00	40,33	20	4 182,00	48,41

II.6. Variation de la consommation journalière

La consommation journalière maximale est la base qui prédétermine le dimensionnement de l'ensemble des infrastructures hydrauliques, qu'il s'agisse des adductions (gravitaires ou par refoulement), des réseaux d'AEP, des capacités de stockage, ou des installations de pompage, qui ont pour but déterminer :

- Le débit de points (Q_p), qui sert au dimensionnement de la conduite principale (conduite d'amenée) et celles du réseau de distribution ;
- Le débit maximal journalier ($Q_{max\ j}$), utilisé pour le dimensionnement de la conduite d'adduction, la détermination du volume de réservoir nécessaire au stockage d'eau ainsi qu'au choix des équipements de la station de pompage.

Les problèmes posés par la variation des débits sont :

- Les variations annuelles qui dépendent du niveau de vie de la population ;
- Les variations mensuelles suivant les saisons ;
- Les variations journalières selon les jours de la semaine qui assurent une pointe de la consommation ;
- Les variations horaires qui représentent la variation la plus importante aux heures de pointe.

Dans ces conditions et afin d'étudier toutes ces variations, il est indispensable de calculer des coefficients (k_j , k_h , k_p) qui sont affectés au débit moyen journalier dans le but de déterminer les différents débits de dimensionnement.

II.6.1. Consommation maximale journalière

Elle est définie par le coefficient d'irrégularité journalière maximum (K_{jmax}) qui tient compte des variations journalières de la consommation. Il représente le rapport de la consommation maximale journalière à la consommation moyenne journalière.

$$Q_{maxj} = Q_{moyj\ majorée} \times K_{jmax} \dots\dots\dots (II.4)$$

Où :

Q_{maxj} : Consommation maximale journalière (m^3/j) ;

$Q_{moyj\ majorée}$: Consommation moyenne journalière majorée (m^3/j) ;

K_{jmax} : Coefficient d'irrégularité journalière maximum.

II.6.2. Coefficient d'irrégularité journalière maximum

Il est défini comme le rapport entre la consommation maximale journalière (Q_{maxj}) et la consommation moyenne journalière (Q_{moyj}) :

$$K_{jmax} = \frac{Q_{maxj}}{Q_{moyj}} \dots\dots\dots (II.5)$$

Dans la pratique :

- $k_{jmax} = 1,1$ à $1,3$ pour les besoins domestique, On prend: $k_{jmax} = 1,3$.
- $k_{jmax} = 1,0$ pour les besoins d'équipements.

Tableau II.6: La récapitulation du débit maximum journalier

Population (hab)	Type des Besoins	$Q_{moyj\ majorée}$		K_{jmax}	Q_{maxj}	
17095	Besoins domestiques	3692,52	42,74	1,3	4800,27	55,56
	Besoins des équipements	489,48	05,667	1,0	489,48	05,667
Total		4182,00	48,41	Total	5289,75	61,22

II.6.3. Calcul de la Consommation de pointe

Le coefficient de pointe s'applique au débit moyen journalier pour obtenir le débit de pointe du jour le plus chargé de l'année. Le débit de pointe est donné par la relation suivante :

$$Q_{pte} = K_p \times Q_{moyj} \text{ majorée} \dots\dots\dots (II.6)$$

Où :

- Q_{pte} : Débit de pointe.
- Q_{moyj} : Débit moyen journalier.
- K_p : Coefficient de pointe.

II.7. Variation de la consommation horaire

II.7.1. Coefficient de variation horaire maximal (K_{hmax})

Il est représenté par le coefficient d'irrégularité maximale horaire (K_{hmax}) qui représente l'augmentation de la consommation horaire pour la journée la plus chargée dans l'année. Il tient compte de l'accroissement de la population ainsi que du degré de confort et du régime de travail de l'industrie.

$$K_{hmax} = \alpha_{max} \times \beta_{max} \dots\dots\dots (II.7)$$

Où :

- α_{max} : Un coefficient qui dépend du niveau de vie et du confort, il varie de 1,2 à 1,4. Pour notre zone d'étude on prend $\alpha_{max} = 1,2$
- β_{max} : Un coefficient lié à l'accroissement de la population. Sa valeur est obtenue à partir du tableau suivant.

Tableau II.7: Variation de β_{max} en fonction de nombre d'habitants

Nombre d'habitants	<1000	1500	2500	4000	6000	10 000	20 000	50 000	100000
β_{max}	2.00	1.80	1.60	1.50	1.40	1.30	1.20	1.15	1.10

Les valeurs des coefficients α_{max} , β_{max} et K_{hmax} sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.8: les valeurs de coefficient horaire maximal (K_{hmax})

Population (habitants)	α_{max}	β_{max}	K_{hmax}
17095	1,2	1,229	1,4748

II.8. Coefficient de pointe (K_p)

En raison de toutes les variations précédentes (variation journalière et horaire), il y a lieu d'appliquer au débit moyen journalier un coefficient de majoration (coefficient de pointe) pour obtenir la valeur du débit de pointe du jour le plus chargé de l'année. Ce coefficient est calculé par l'expression suivante :

$$K_p = K_{hmax} \times K_{jmax} \dots\dots\dots (II.8)$$

Où :

- K_p : Coefficient de pointe (m^3/s) ;
- K_{jmax} : Coefficient d'irrégularité journalière maximum ;
- K_{hmax} : Coefficient de variation horaire maximal.

Nous trouvons, alors, les résultats suivants :

Tableau II.9: la valeur des Coefficients (K_{jmax} , K_{hmax} et k_p)

Population (habitants)	Type des besoins	K_{jmax}	K_{hmax}	K_p
17095	Besoins domestiques	1,3	1,4748	1,91724
	Besoins des équipements	1,0	1,4748	1,4748

II.9. Récapitulation des différents débits de dimensionnement

Tableau II.10 : Récapitulation des différents débits de dimensionnement

Population (hab)	Type des Besoins	$Q_{moyj\text{majorée}}$		K_p	Q_p	
17095	Besoins domestiques	3692.52	42,74	1,9172	7079.30	81.94
	Besoins des équipements	489,48	05,67	1,4748	721.89	08,36
Total		4182.00	48,41	Total	7 802.19	90.30

II.10. Conclusion

L'étude de différentes catégories des besoins que nous avons effectuée, est basée sur les dotations qui sont fixées selon le plan du développement national. Le débit journalier majoré de 4182,00 m^3/j soit 48,41 l/s, est celui qui sera consommé moyennement par la nouvelle ville de BOURACHED DJADIDA ; et ceci nous permet par la suite d'évaluer les capacités optimales des réservoirs, garantir le bon fonctionnement du système tout en assurant aux habitants de quantités d'eau suffisantes.

Le débit maximum journalier $Q_{max} = 5289,75 m^3/j$ soit 61.22 l/s ; nous permet de dimensionner la conduite d'adduction ainsi que le réservoir de stockage et le débit de pointe $Q_p = 7802.19 m^3/j$ soit 90.30 l/s nous permet de dimensionner le réseau de distribution.

CHAPITRE III

RESERVOIR DE STOCKAGE

III.1.Introduction :

Le réservoir d'eau est un ouvrage nécessaire pour pouvoir alimenter une agglomération en eau potable. Il est principalement imposé par la différence entre le débit de refoulement d'eau et le débit de consommation par l'agglomération (variable en fonction de l'heure de la journée).

Dans ce chapitre on va étudier cet ouvrage hydraulique qui est très important pour stocker l'eau de consommation d'améliorer les conditions de distribution et assurer l'alimentation durant la journée notamment les heures de creuses, garantir la réserve en cas de panne.

III.2. Rôle des réservoirs

Les réservoirs assurent une interface entre la production et la distribution de l'eau potable (Chafi2022, A. DUPONT1977) cet ouvrage à des fonctions fondamentales sont résumées ci- dessous :

- Régulation de débit
- Régulation de pression
- Sécurité d'approvisionnement
- Simplification de l'exploitation

Quand on a une production continue, et ceci quelles que soient les variations instantanées de la demande les réservoirs aussi assurent ;

1. Une mise en pression des réseaux ;
2. Une réserve pour satisfaire :
 - Les demandes de pointes périodiques (hebdomadaires, saisonnières, ...),
 - Les besoins d'incendie,
 - En cas de dysfonctionnement au niveau de la production ou de l'adduction d'assurer le volume nécessaire en cas d'insuffisance de l'alimentation a la durée de réparation d'une canalisation maîtresse d'alimentation).

Un réservoir est un régulateur de débit entre le régime d'adduction (déterminé par le pompage et/ou le traitement) et le régime de distribution (déterminé par la courbe de consommation).

III.3. Classification du réservoir :

D'après la nature des matériaux, on distingue :

- Les réservoirs métalliques
- Les réservoirs en maçonnerie
- Les réservoirs en béton armé ou en béton précontraint ; Le matériau le plus utilisé est le béton armé (dosage en ciment de 400 kg/m³environ)(Gautier Laroche, 2016).

D'après la situation des lieux, les réservoirs peuvent être :

- Enterrés
- Semi-enterrés
- Surélevés

III.4. Emplacement des réservoirs :

La présence d'un relief à proximité d'une localité peut faciliter l'établissement d'un réservoir semi enterré qui sera toujours plus économique qu'un réservoir surélevé (à capacité égale).

Le réservoir doit être placé sur un site dont l'altitude lui garantit une pression suffisante sur le réseau au moment de la pointe.

Le réservoir peut être envisagé, soit au centre de gravité de l'agglomération, soit au-dessus du puits.

- De permettre une distribution gravitaire.
- La cote de radier doit être supérieure à la plus grande cote piézométrique dans le réseau.
- Assurer que les pressions sur les points les plus bas moins importantes.

III.5.Construction des réservoirs

A la construction d'un réservoir faut exiger des techniques comme suit :

III.5.1. Résistance : Le réservoir doit, dans toutes ses parties, équilibrer les efforts auxquels il est soumis.

III.5.2. Etanchéité : Il doit constituer pour le liquide qu'il contient un volume clos sans fuite. Il doit donc être étanche.

III.5.3. Durabilité : Le réservoir doit durer dans le temps, c'est à dire que le matériau : béton, dont il est constitué, doit conserver ses propriétés initiales après un contact prolongé avec l'eau.

Enfin le contact avec le béton du parement intérieur du réservoir ne doit pas altérer les qualités du liquide emmagasiné. Le revêtement intérieur, s'il protège le béton sous-jacent doit aussi protéger le liquide de l'influence du béton.

III.6.Equipement du réservoir :

Un réservoir se compose de :

III.6.1. Cuve :

La cuve est placée au moins à une certaine hauteur de forme simple pour stocker le plus grand volume possible de l'eau et de le préserver contre les variations de la température, doit être visitable, ventilée et d'accéder à sa partie supérieure (A. DUPONT1977)

III.6.2. Chambre de manœuvre (vannes)

La chambre de vanne se situe au pied de la tour où se trouve les vannes réunies grâce à des ouvertures appropriées.

Les réservoirs doivent comporter les équipements suivants :

1. Dispositifs d'alimentation et de départ ;
2. Jauges et détecteurs de niveau ;
3. Trop-plein et vidange ;
4. Dispositifs anti-intrusion et de contrôle d'accès ;
5. Event protégé ;
6. Robinets de prise d'échantillon en amont et en aval du réservoir.
7. Trappes d'accès et échelles ;
8. D'une conduite by-pass dans certains cas ;
9. Du système de matérialisation (sauvegarde) de la réserve d'incendie
10. Compteur, clapet, ...etc.

Toutes ces conduites doivent normalement aboutir dans une **chambre de vannes (manœuvre)**.

III.6.3. Conduite d'arrivée :

L'extrémité de cette conduite est munie d'un dispositif qui obture la conduite quand le niveau d'eau dans la cuve atteint son maximum.

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

L'arrivée peut être placée soit au fond du réservoir, soit à la partie supérieure ou même déverser au-dessus de la surface libre.

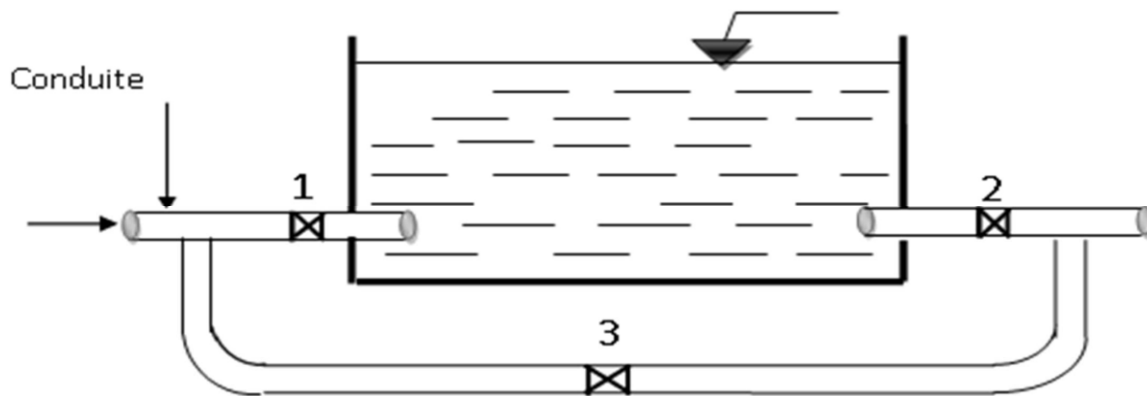


Figure III. 1 : Conduite d'arrivée

III.6.4. Conduite de départ ou de distribution :

Pour faciliter le brassage de l'eau dans le réservoir, l'orifice de départ de la conduite de distribution devra être situé autant que possible à l'opposé de l'arrivée, il sera placé à 0.15 ou 0.20m du fond pour éviter d'entraîner dans la conduite de distribution d'éventuels dépôts décantés dans le réservoir (BELLOUT.A.2015).

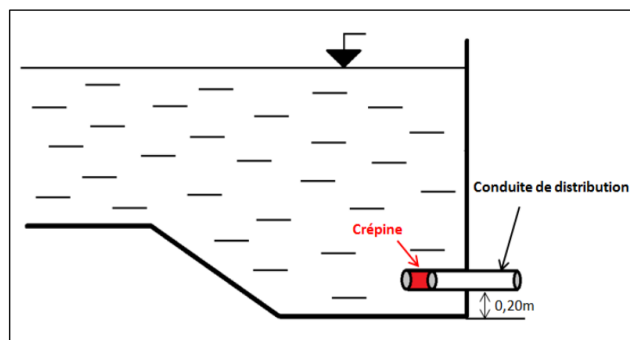


Figure III. 2: Conduite de départ ou de distribution

III.6.5. Trop plein :

Cette conduite de trop plein devra pouvoir évacuer la totalité du débit Q entraînant le dépassement du niveau maximum de l'eau au réservoir. Elle ne comporte pas de robinet sur son parcours. Le trop-plein comporte : un évasement en forme de tronc de cône dont la plus grande circonférence du rayon R formera déversoir à seuil circulaire pour le passage du débit Q sous une hauteur h (BELLOUT.A.2015).

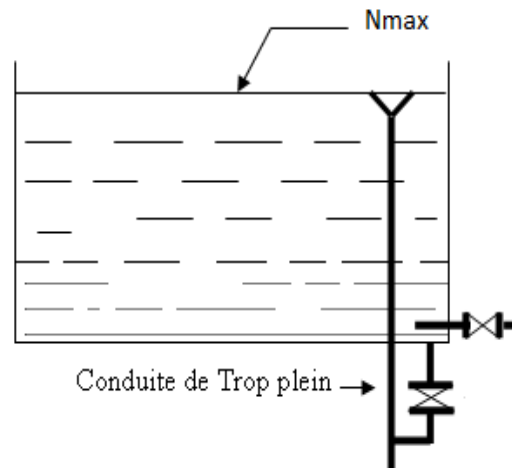


Figure III. 3:Trop plein

III.6.6. Vidange :

Elle part du point bas du réservoir et se raccorde sur la canalisation de trop plein. Elle comporte un robinet vanne. Son diamètre dépend du temps de vidange du réservoir (M.BELKACEM, A.2016).

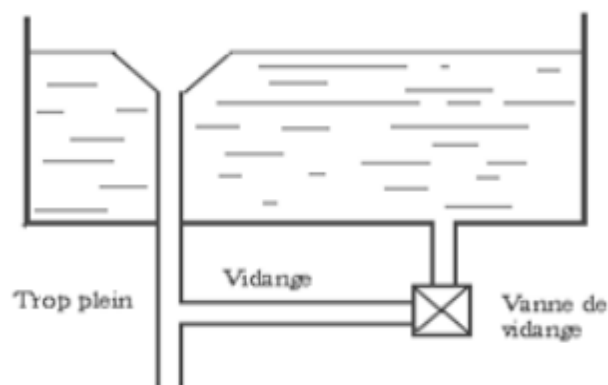


Figure III. 4:Vidange

III.6.7. By-pass entre adduction et distribution :

En cas d'indisponibilité (nettoyage ou réparation du réservoir), il est bon de prévoir une communication entre ces deux conduites (BELLOUT.A.2015).

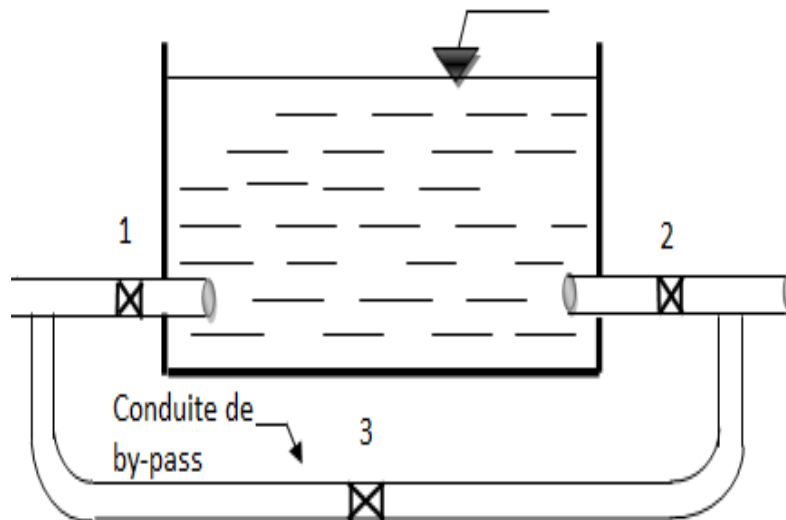


Figure III. 5 : By-pass

III.6.8. Robinets- vannes :

Dans chaque canalisation (arrivée, départ, vidange....) un robinet-vanne doit être prévu pour pouvoir effectuer le sectionnement de chacune de ces conduites en cas de besoin (Iskounen, Y.2015).



Figure III. 6 : Robinets- vannes

III.6.8.1. Fonction réserve d'incendie :

La réserve d'incendie dans un réservoir est destinée à alimenter le réseau de distribution d'un débit de 60m³/h durant 2 heures (17l/s), soit une réserve de 120 m³.

III.7. Forme set types de réservoirs

III.7.1. Réservoir sur tour : château d'eau

La forme des réservoirs est généralement circulaire, et est rarement carrée ou rectangulaire. En ce qui concerne le château d'eau, la forme de la cuve est aussi généralement circulaire, son aspect extérieur doit s'adapter au paysage et demande une architecture appropriée au site pour ne pas détruire l'environnement.

La hauteur d'eau (**he**) dans les réservoirs est comprise entre **3** et **6 m**, et atteint, exceptionnellement, 10 m pour les grandes villes. Le diamètre du réservoir circulaire, imposé par le volume, varie de **1,5 à 2** fois la hauteur de la cuve **hc**.

Il repose sur un principe de distribution gravitaire de l'eau, la différence de hauteur nécessaire entre l'eau stockée et les points de distribution étant obtenue par élévation du réservoir. Les châteaux d'eau sont réalisés en béton armé ou précontraint.

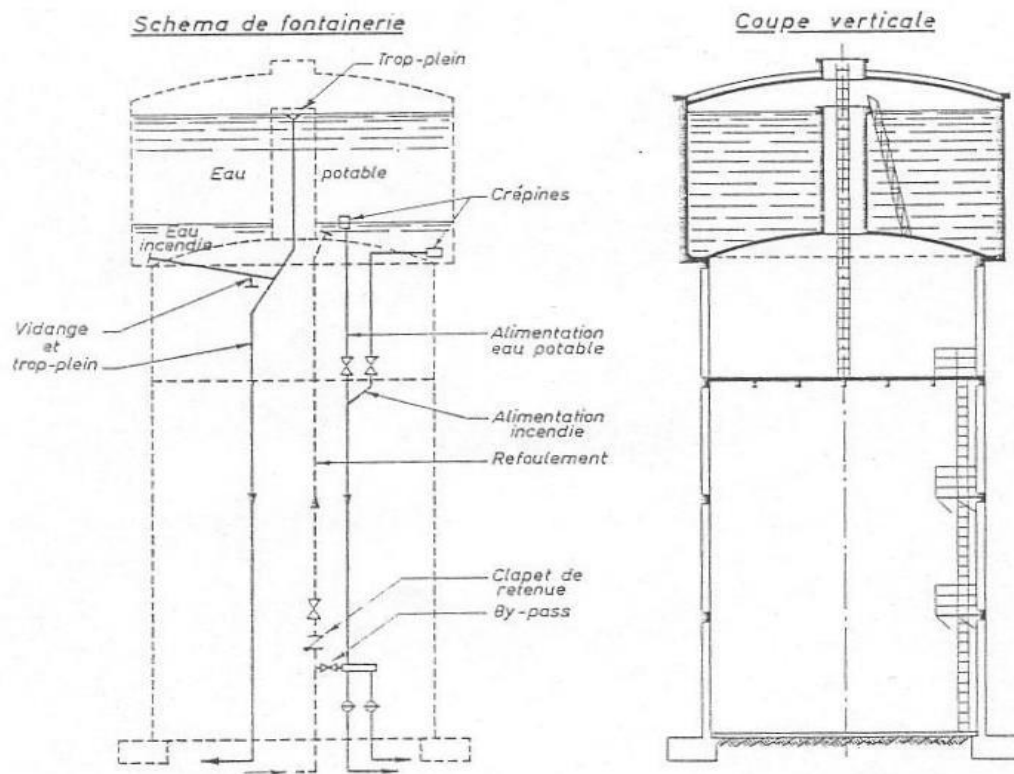


Figure III. 7 : château d'eau

III.7.1.1. Avantage :

- Ils forment un élément de sécurité d'approvisionnement.
- Ils « peuvent assurer, en cas de problème à la station de production d'eau, la distribution d'eau pendant en général 12 à 24 heures. » ;
- Ils assurent une pression constante sur le réseau, ils constituent un élément de sécurité de l'eau.

III.7.1.2. Inconvénients :

- Sur le plan esthétique, le château d'eau a connu les attaques des défenseurs de l'environnement et des paysages
- Sur le plan financier, leur coût est élevé, en termes de construction comme d'acheminement de l'eau qui doit bien y être placée.

III.7.2. Réservoir enterré ou semi-enterré

Les réservoirs semi-enterrés sont les plus utilisés, avec un toit généralement voûté, et une couverture par de la terre ou du sable sur **0,2 à 0,3 m** (isolation thermique de l'eau) (Figure III. 10). Autres dispositions à prendre :

- L'arrivée de l'eau se fait par le haut (en chute libre ou noyée),
- La sortie se fait par le bas du réservoir (à **0,2 m** au-dessus du radier),
- Prévoir une charge minimale de **0,5 m** au-dessus de la conduite de sortie (pour éviter des entrées d'air dans la canalisation),
- Garder la réserve d'incendie toujours disponible,
- Assurer un renouvellement continu des eaux et contrôler périodiquement les réservoirs (qualité de l'eau, étanchéité de la cuve, nettoyage).

Ce système repose également sur un principe de mise en pression gravitaire de l'eau stockée. La différence de hauteur est obtenue par l'exploitation d'une dénivelée naturelle du terrain.

III.7.2.1. Avantage :

- Stockage moins limité que le château d'eau ;
- Coût de la construction plus faible que pour un réservoir sur tour ;
- Intégration plus facile dans le paysage ;
- Maintien de la température de l'eau constante ;
- Dureté plus faible au vandalisme.

III.7.2.2. Inconvénients :

L'assujettissement d'un tel système à la topographie du site peut conduire à des surcoûts au niveau de la mise en place et de l'exploitation des réseaux de distribution.

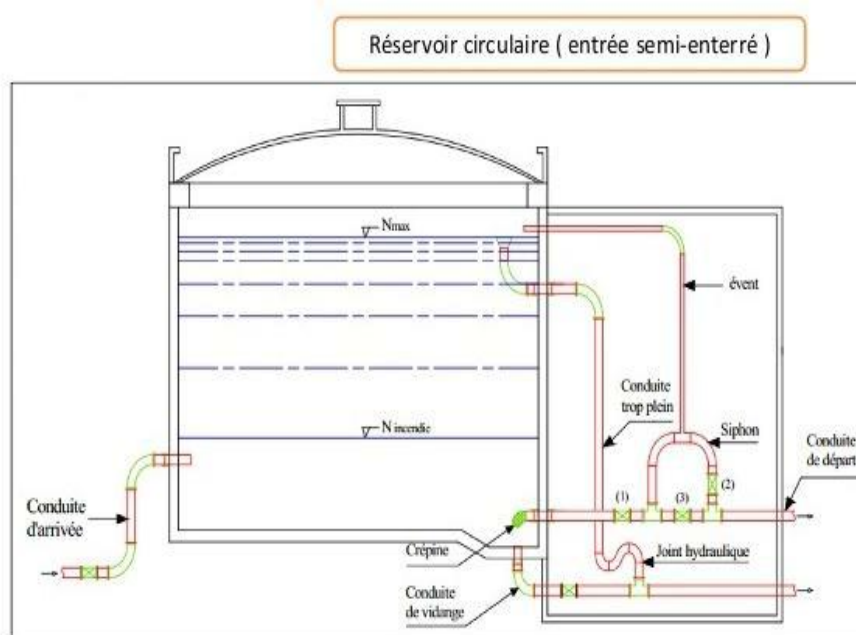


Figure III. 8 : réservoir semi enterré cylindrique (Ayoub.e et Amal.T,2019)

III.8.Détermination de la capacité théorique d'un réservoir :

La méthode de calcul adopté est dite méthode analytique, qui repose sur l'utilisation des coefficients horaires variant suivant les différentes heures de desserte et suivant l'importance de la population. Le volume de stockage est donné par la formule :

$$V_T = \Delta V_{max}^+ + \Delta V_{max}^- + V_{RI} (m^3). \dots\dots\dots(III.1)$$

OU :

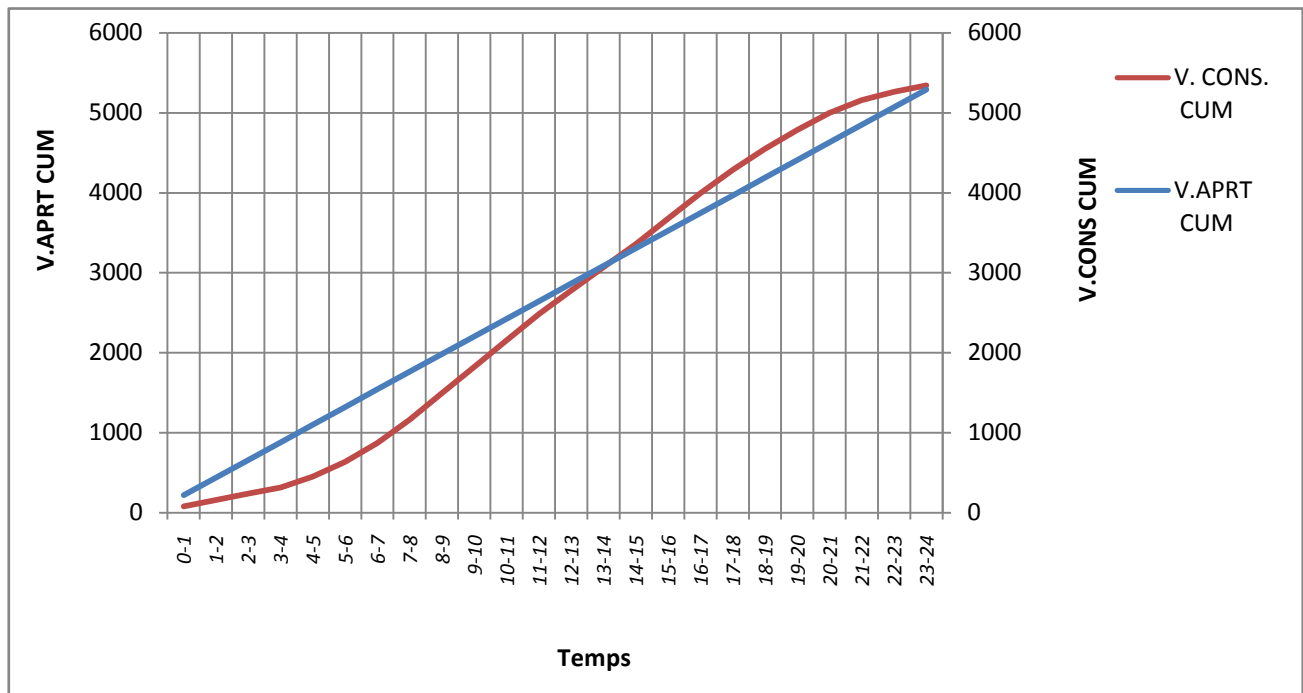
ΔV_{max}^+ : Représente l'excès maximal durant les différentes heures de la journée (m^3)

ΔV_{max}^- : Représente l'insuffisance maximale pendant les différentes heures de la journée (m^3)

VRI : Représente le volume d'incendie, estimé à 120 m^3

Tableau III.1: Besoin en stockage

HORAIRE	ΔH (%)	Volume		Volume cumulé		Différence	
		Q. Δt	Q. Δt . ΔH .0,24	V.APRT CUM.	V. CONS CUM.	ΔV +	ΔV -
0-1	1.50	220.39	79.3404	220.39	79.3404	141.0496	
1-2	1.50	220.39	79.3404	440.78	158.6808	282.0992	
2-3	1.50	220.39	79.3404	661.17	238.0212	423.1488	
3-4	1.50	220.39	79.3404	881.56	317.3616	564.1984	
4-5	2.50	220.39	132.234	1101.95	449.5956	652.3544	
5-6	3.50	220.39	185.1276	1322.34	634.7232	687.6168	
6-7	4.50	220.39	238.0212	1542.73	872.7444	669.9856	
7-8	5.50	220.39	290.9148	1763.12	1163.6592	599.4608	
8-9	6.25	220.39	330.585	1983.51	1494.2442	489.2658	
9-10	6.25	220.39	330.585	2203.9	1824.8292	379.0708	
10-11	6.25	220.39	330.585	2424.29	2155.4142	268.8758	
11-12	6.25	220.39	330.585	2644.68	2485.9992	158.6808	
12-13	5.50	220.39	290.9148	2865.07	2776.914	88.156	
13-14	5.50	220.39	290.9148	3085.46	3067.8288	17.6312	
14-15	5.50	220.39	290.9148	3305.85	3358.7436		-52.8936
15-16	6.00	220.39	317.3616	3526.24	3676.1052		-149.8652
16-17	6.00	220.39	317.3616	3746.63	3993.4668		-246.8368
17-18	5.50	220.39	290.9148	3967.02	4284.3816		-317.3616
18-19	5.00	220.39	264.468	4187.41	4548.8496		-361.4396
19-20	4.50	220.39	238.0212	4407.8	4786.8708		-379.0708
20-21	4.00	220.39	211.5744	4628.19	4998.4452		-370.2552
21-22	3.00	220.39	158.6808	4848.58	5157.126		-308.546
22-23	2.00	220.39	105.7872	5068.97	5262.9132		-193.9432
23-24	1.50	220.39	79.3404	5289.36	5342.2536		-52.8936
	100.00%					687.6168	-379.0708



Graph III.9 : Courbe d'apport et de consommation

$$|\Delta V +_{MAX}| = 687.6168$$

$$|\Delta V -_{max}| = 379.0708$$

$$VRI = 120 \text{ m}^3$$

$$\text{Donc : } V_T = 687.6168 + 379.0708 + 120$$

$$V_T = 1186.6876 \text{ m}^3$$

La capacité totale du réservoir calculé est estimée à **1200m³**.

III.9. Dimensionnement de réservoir

III.9.1. Calcul du diamètre :

$$V_T = S \times H_e \dots \dots \dots (III.2)$$

Ou S = la section de la cuve en m^2
 H_e = la hauteur d'eau ($H_e = 5m$)
 V_T = Le volume du réservoir

$$S = V_T / H_e \dots \dots \dots (III.3)$$

Application numérique :

$$S = \frac{1200}{5} = 240\text{m}^2$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \times S}{\pi}} \dots\dots\dots (III.4.2)$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \times 240}{\pi}} \Rightarrow D = 17.485\text{m}$$

On prendra le diamètre normalise **D_N=18 m.**

Donc: le diamètre de réservoir projeté D_N= 18 m.

III.9.2. Vérification de la hauteur d'eau :

$$S = \frac{\pi \times D_N^2}{4} \dots\dots\dots (III.5)$$

$$S = \frac{3.14 \times (18)^2}{4} \Rightarrow S = 254.34\text{m}^2$$

D'après d'équation (III.2)

= 4.72 m

III.9.3. Détermination de la hauteur d'eau d'incendie :

On peut calculer la hauteur d'eau d'incendie dans le réservoir par la formule suivante

$$H_{inc} = \frac{4 \times V_{RI}}{\pi \times D_N^2} \dots\dots\dots (III.6)$$

Où :

H inc : hauteur d'eau d'incendie en (m)

D_N : diamètre de réservoir (m)

VRI : volume du réservoir d'incendie en (m³) et égale à 120m³

Donc la hauteur d'incendie est égale a : **H inc= 0.47 m≈0.50m.**

III.9.4. Détermination du diamètre de la conduite de distribution

On a un débit de point égal à **90.30 l/s** et pour calculer ce diamètre on fixe une vitesse comprise entre (0,5et 1,5) m/s est on utilise la formule suivante :

$$Q_p = V \times S \dots\dots\dots (III.7)$$

Où :

Q_p: Débits de pointe égale à 90.30 l/s

V : la vitesse moyenne d'écoulement, on prend V=1m/s

$$Q_p = V \times S \Rightarrow D = \sqrt{\left(\frac{4 \times Q_p}{\pi \times V}\right)} \Rightarrow D = 0.339 \text{ m}$$

Donc le diamètre normalisé de la conduite de distribution est: $D_N = 350 \text{ mm}$

Alors la conduite de distribution est de nature PEHD.

$$V = \frac{4 \times Q_p}{\pi \times D^2} \Rightarrow V = \mathbf{0.94 \text{ m/s}} \quad (1 \text{ m/s} < V = 0.94 < 1.5 \text{ m/s} \rightarrow \text{vitesse vérifiée})$$

III.9.5. Détermination de la côte radiée de réservoir :

La côte du réservoir sera de telle sorte qu'il n'y est pas de pressions trop importantes au niveau des points les plus bas, et des pressions faibles au niveau des points les plus élevés.

$$\mathbf{C_R = C_{TN} + H + H_{wi} + P_s + H_{we} \dots \dots \dots (III.8)}$$

Où :

- $\mathbf{C_R}$: côte du radier du réservoir (m) ;
- $\mathbf{C_{TN}}$: côte du point le plus défavorable dans le réseau de distribution (c'est le point le plus loin et le plus élevé) (pour le présent cas, $\mathbf{C_{TN}=1182m}$).
- \mathbf{H} : pression au sol donnée en fonction de nombre d'étages(\mathbf{n}). $\rightarrow H = 10 + 4 \times n$

$$\mathbf{H = 10 + 4 \times 4 = 26}$$

- $\mathbf{H_{wi}}$: Pertes de charge à l'intérieur de l'immeuble ; $\mathbf{H_{wi} = 3 \text{ m}}$;
- $\mathbf{P_s}$: Charge minimale au niveau des orifices de puisage les plus élevés. Généralement $\mathbf{P_s = 4m}$
- $\mathbf{H_{we}}$: perte de charge totale dans la conduite de distribution ;

$$\mathbf{H_{we} = J \times L \dots \dots \dots (III.9)}$$

Où :

\mathbf{J} : perte de charge unitaire (m/ml)

\mathbf{L} : la longueur totale de la conduite de distribution égale à 388m.

Le calcul des pertes de charges est selon la formule de HAZEN WILLIAM

$$\mathbf{J = 10.675 \times \frac{Q^{1.852}}{C_{HW}^{1.852}} \times \frac{1}{D^{4.87}} \dots \dots \dots (III.10)}$$

$$\mathbf{J = 10.675 \times \frac{(0.09030)^{1.852}}{(150)^{1.852}} \times \frac{1}{(0.350)^{4.87}} \dots \dots \dots (III.10)}$$

$$\mathbf{J = 8.933126534 \times 10^{-12} \text{ m/m}}$$

$$\mathbf{H_{we} = 3.466053095 \times 10^{-9} \text{ m}}$$

$$\mathbf{CR = 1182 + 26 + 3 + 4 + 0.747 \text{ CR} = 1215.75 \text{ m}}$$

III.9.6. Détermination de type de réservoir

À partir de la valeur de (H_{CH}), on peut déterminer le type du réservoir (enterré, semi-enterré ou surélevé). La valeur de H_{CH} est exprimée par la relation suivante :

$$H_{CH} = C_R - C_{TN} \dots \dots \dots (III.11)$$

Où :

- C_R : représente la côte radier calculée ($C_R=1215.75m$) ;
- C_{TN} : représente la côte du terrain naturel où le réservoir projeté est implanté
 $C_{TN}=1191.06m$;

Si : $H_{CH} \geq 0 \rightarrow$ le réservoir est surélevé.

$H_{CH} < 0 \rightarrow$ le réservoir est enterré ou semi enterré

En appliquant la relation (III.11) : $H_{CH} = 1215.75 - 1191.06$

$$\Rightarrow H_{CH} = 24.69 \text{ m}$$

Donc, on va opter pour un réservoir est un château d'eau

III.9.7. Détermination de la cote du trop-plein :

La côte du trop-plein d'un réservoir est donnée par la formule suivante :

$$C_{TP} = C_R + H_e + H \dots \dots \dots (III.12)$$

Ou:

C_{TP} :côte trop plein

H_e : hauteur d'eau dans le réservoir $H_e = 4.72 \text{ m}$

H : hauteur de la chute d'eau, $H= 0.5m$

$$C_{TP} = 1215,75 + 4.72 + 0.5 \Rightarrow C_{TP} = 1220.97 \text{ m}$$

III.9.8. Détermination de l'arrive de l'adduction :

Elle est déterminée par la relation suivante :

$$C_{ad} = C_{TP} + 0,5 \dots \dots \dots (III.13)$$

Ou:

C_{ad} :côte d'arrivée de l'adduction (m);

0,5: hauteur de la chute d'eau dans le réservoir;

$$C_{ad} = 1220.97 + 0,5$$

$$\text{Donc: } C_{ad} = 1221.47\text{m}$$

Tableau III.2 : Caractéristiques hydrauliques du réservoir :

Volume (m ³)	Diamètre (m)	Hauteur (m)	Hinc (m)	CR (m)	CTN (m)	CTP (m)	Cad (m)
1200	18	4.72	0.5	1215.75	1191.06	1220.97	1221.47

III.10. Conclusion

Les réservoirs constituent un maillon important dans les infrastructures d'alimentation et de distribution de l'eau destinée à la consommation humaine et aux autres besoins des collectivités et des industries. Il convient donc de bien les concevoir et de bien les réaliser pour qu'ils remplissent toutes les fonctions requises d'une manière durable, tant au niveau de la pérennité de leur structure, que de celui de leur disponibilité.

En plus des aspects purement fonctionnels, les réservoirs doivent faire l'objet d'études architecturale et paysagère pour assurer leur parfaite intégration dans leurs sites d'implantation.

CHAPITRE IV

ADDUCTION DES EAUX

IV.1. Introduction :

L'adduction des eaux consiste à étudier les voies et moyens, tant sur le plan technique qu'économique, en vue d'acheminer les eaux depuis la zone de captage, soit vers leurs lieux d'accumulation, soit directement vers les zones de leur consommation.

Le présent chapitre met la lumière sur les techniques d'adduction de l'eau ainsi que les différentes typologies des systèmes y afférents. Il traite aussi les caractéristiques spécifiques à l'architecture du réseau d'adduction projeté pour la zone d'étude dans le cadre du présent travail.

IV.2. Typologie des systèmes d'adduction d'eau

Le réseau d'adduction, quant à lui, englobe l'ensemble des canalisations et des dispositifs qui permettent l'acheminement de l'eau. Lesquels sont destinés au transport des débits d'eau très importants, généralement entre la station de traitement et le réservoir. Elles ont donc un diamètre important.

IV.2.1. Typed'adduction

IV.2.1.1. Adductiongravitaire

Dans ce genre d'adduction, l'eau s'écoule à des pressions importantes qui sont impulsées par la différence des niveaux hydrauliques. Cela étant, l'altitude de la source est supérieure à l'altitude du point de consommation, l'eau se déplace, donc, grâce à la force de gravitation d'où le nom de ce type d'adduction. C'est le principe du château d'eau.

IV.2.1.2. Adduction par refoulement

Ce type d'adduction utilise un système à pompes (stations de pompage) pour créer de la pression dans le réseau, ce qui permet, en effet, d'acheminer de l'eau.

IV.2.1.3. Adduction mixte

C'est une combinaison entre l'adduction gravitaire et celle par refoulement, nous avons recours à ce type lorsque la topographie du terrain ne permet pas d'utiliser seulement l'un ou l'autre des adductions. C'est généralement le cas des terrains accidentés.

IV.3. Choix du tracé

Pour l'établissement du tracé de la conduite, il faut tenir compte de certains impératifs que l'on s'efforcera dans la mesure du possible de respecter à savoir :

- Le tracé doit être le plus court possible entre le captage et le réservoir d'accumulation pour des raisons économiques.
- Eviter les contre pentes, qui peuvent donner lieu, aux points hauts, à des cantonnements d'air plus au moins difficiles à évacuer.
- Rechercher un profil en long aussi régulier que possible, établi de préférence, avec une rampe toujours dans le même sens vers le réservoir d'accumulation.
- Eviter les terrains trop accidentés ou rocheux si possible. Choisir un terrain stable le long du tracé.
- Il est préférable de suivre les accotements des routes pour faciliter les travaux et les acheminements de matériaux (DUPONT.A; 1979).

IV.4. Choix de matériaux de la conduite

Les canalisations peuvent être endommagé par les actions externes en risque géotechnique (tassement du sol), déboitement avec pertes d'étanchéité, contre pente, fissuration ; déformation et rupture qui pouvant aller à leurs destructions. Le choix du matériau se fait en fonction de :

- La résistance des matériaux (externe, interne)

- Exigences géométriques (longueur,)
- Exigences hydrauliques (besoins estimés, vitesses d'écoulement, pressions prévues)
- Diamètre
- Durabilité
- La corrosion
- Facilité d'entretien mise en œuvre
- Pressions supportées.

Dans le cas de notre projet, on a opté pour des conduites en PEHD ; vu les avantages qu'ils présentent :

- Facilité de transport et d'installation due à leur légèreté et leur flexibilité.
- Facilité de soudage par électro fusion ou bout à bout, offrant un système complètement soudé.
- Résistance à la corrosion interne et externe et microbiologique.
- Bonne propriétés hydrauliques.
- Longue durabilité.
- Répond parfaitement aux normes de potabilité.
- Son élasticité lors du phénomène transitoire.
- Plus économique.
- Supportent des pressions importantes.
- Résistance à la fissuration.
- Grande flexibilité: encourage la pose sur de grandes longueurs et améliore les capacités hydrauliques (Armando Lencastre, 1991).

IV.5. Dimensionnement de la conduite d'adduction :

IV.5.1. Schéma d'adduction

Nous signalons que le tracé de la conduite est imposé par des données levées à partir d'un levé topographique complet de la zone d'étude, et que la variante est choisie selon le tracé présenté ci-dessous :

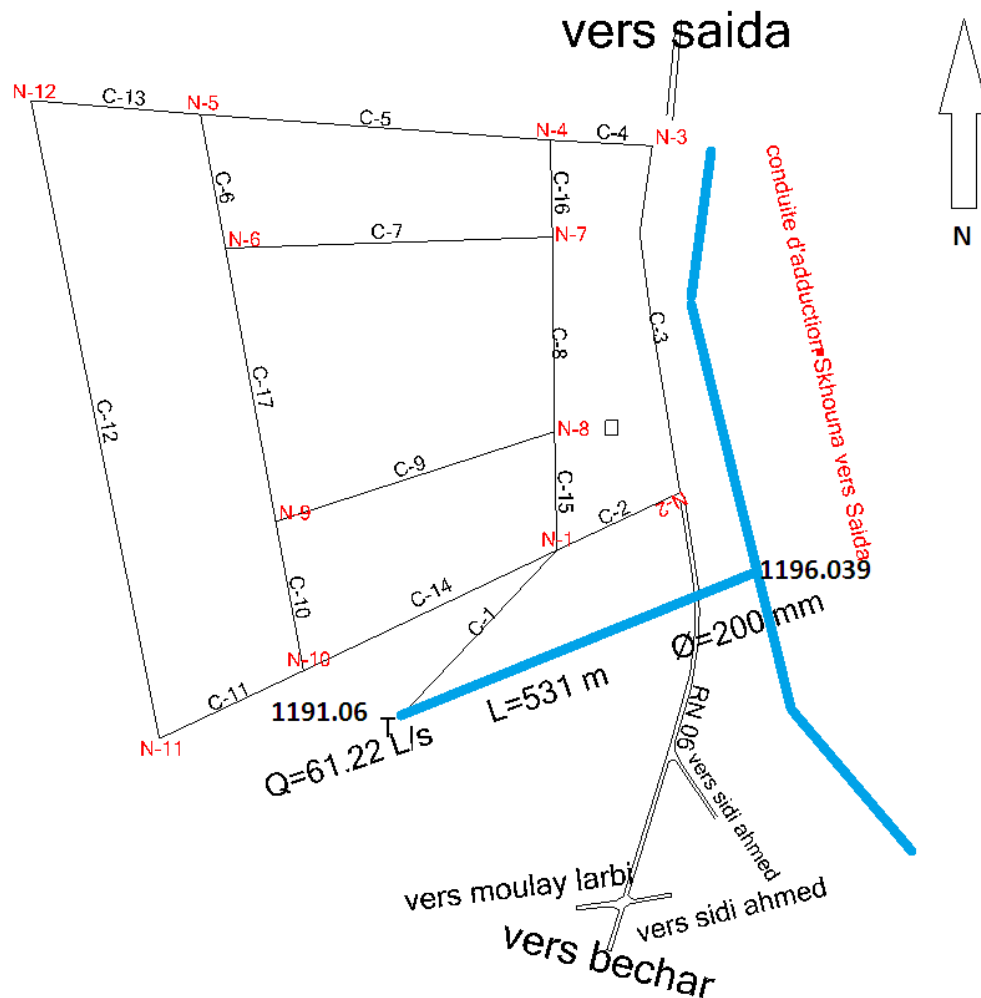


Figure IV. 1:Schéma d'adduction

A partir d'un piquage sur la conduite de transfert AIN SEKHOUNA-SAIDA, une conduite gravitaire véhiculé les eaux jusqu'à le réservoir projeté sur une longueur de 531 m.

Le choix de cette variante été imposé vu l'insuffisance des débits des forages existants dans la région d'étude.

La conduite d'adduction de SEKHOUNA vers la ville de SAIDA passant par notre site d'étude transporte un débit de 500l/s sur un diamètre de 600mm.

IV.5.2. Détermination du diamètre de la conduite gravitaire

En ce qui concerne les conduite d'adduction gravitaire, le diamètre doit être déterminé en fonction de la charge disponible (la différence entre le niveau d'eau à l'amont et celui de l'avale) et du débit d'eau demandé.

Dans une adduction gravitaire le point de piquage se situe à une altitude supérieure à celle de la station de reprise. L'adduction gravitaire se fait par les conduites en charge.

La formule la plus utilisée pour le calcul de la perte de charge pour un écoulement dans une conduite est celle de Darcy-Weisbakh :

$$\Delta H_T = \frac{K \times L \times Q^\beta}{D_n^m} \dots \dots \dots (IV.1)$$

Tableau IV.1: coefficients de Darcy-Weisbach

Tuyau	K	m	β
Acier	0.00179	5.1	1.9
	0.001735	5.3	2
Amiante ciment	0.00118	4.89	1.85
PEHD	0.001052	4.772	2

$$D_n = \sqrt[m]{\frac{K \times L \times Q^\beta}{\Delta H_T}} \dots \dots \dots (IV.2)$$

Avec :

- ΔH_T : Perte de charge totale (m).
 K: Coefficient de perte de charge
 L : Longueur de la conduite (m) = ;
 Q: Débit véhiculé par la conduite (m³/s) ;
 D: Diamètre intérieur calculé de la conduite (m) ;
 B: Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;
 m: Exposant tenant compte du type du matériau.

Pertes de charge totales :

$$\Delta H_T = 1.1 \times \Delta H_L \dots \dots \dots (IV.3)$$

$$\Delta H_L = CP_1 - CP_2 \dots \dots \dots (IV.4)$$

Application numérique :

a. Calcul de la perte de charge linéaire

$$\Delta H_L = 1196.039 - 1191.06$$

$$\Rightarrow \Delta H_L = 4.979 \text{ m}$$

$$\Delta H_T = 4.979 \times 1.1 \Rightarrow \Delta H_T = 5.4769 \text{ m}$$

b. Calcul de diamètre normalisé

$$D_n = \sqrt[4.772]{\frac{0.001052 \times 531 \times 0.06122^2}{5.4769}} \Rightarrow D_n = 0.192 \text{ m} = 200 \text{ mm}$$

c. Vérification de La vitesse d'écoulement

La vitesse concédée dans les canalisations ne doivent pas être ni trop faible face au risque de sédimentation ni trop élevées pour la bonne tenue des conduites et éviter les phénomènes d'érosions de la paroi des canalisations (A. DUPONT 1977).

Plages des vitesses (m/s)	Diamètre (mm)
$0.5 \leq V \leq 1.5$	< 250
$0.5 \leq V \leq 2.0$	$300 \leq V \leq 800$
$0.5 \leq V \leq 3.0$	> 800

La vitesse est calculée par la formule suivante :

$$V = \frac{4 \times Q}{\pi \times D^2} \dots \dots \dots (IV.5)$$

Avec :

- V : Vitesse de l'écoulement
- Q : Débit de l'écoulement.
- S : Section de la conduite

$$V = \frac{4 \times Q}{\pi \times D^2} = \frac{4 \times 0.06122}{\pi \times (0.200)^2} \Rightarrow \underline{\underline{V=1.95m/s.}}$$

IV.6. Equipements de l'adduction

Les accessoires qui devront être utilisés pour l'équipement du réseau d'adduction gravitaire sont les suivants :

IV.6.1. Les vannes de sectionnement :

IV.6.1.1. Robinets vannes à opercule :

Le robinet-vanne est un appareil de robinetterie dont l'obturateur ou opercule se déplace perpendiculairement à l'axe de l'écoulement du fluide et conçu pour être utilisé en position ouverte ou fermée. Le robinet-vanne est appelé également vanne à opercule (Khamer Bilal, 2012).

Les robinets vannes doivent avoir un passage intégral, lorsque l'obturateur est totalement relevé

Rôle :

- Contrôler l'écoulement de l'eau
- Réguler le passage de l'eau
- Arrêter le flux de l'eau
- En fonction de son usage, ce robinet s'équipe d'un type de vanne différent :
 - Robinet à vanne pointeau qui permet le réglage du débit
 - Vanne à boisseau sphérique, pour les utilisations courantes



Figure IV. 2: robinets vannes à opercule

IV.6.1.2. Les vannes à papillon

La vanne à papillon s'utilise dans le sectionnement de fluides sous pression, grâce à un obturateur en forme de disque ou lentille. L'obturateur dit papillon se déplace dans le fluide par rotation autour d'un axe orthogonal à l'axe d'écoulement du fluide. Son fonctionnement normal est l'ouverture ou la fermeture totale. L'utilisation exceptionnelle des vannes papillon est également possible pour les robinets vannes vidange de réservoir (HADAD, 2018).

Tout comme les robinets-vannes, les vannes papillon ne doivent pas être utilisées en régulation, elles ne font que créer une perte de charge singulière et ne sont pas conçues pour cela. Des appareils spécifiquement conçus pour cela existent et font de la vraie régulation de pression et de débit.

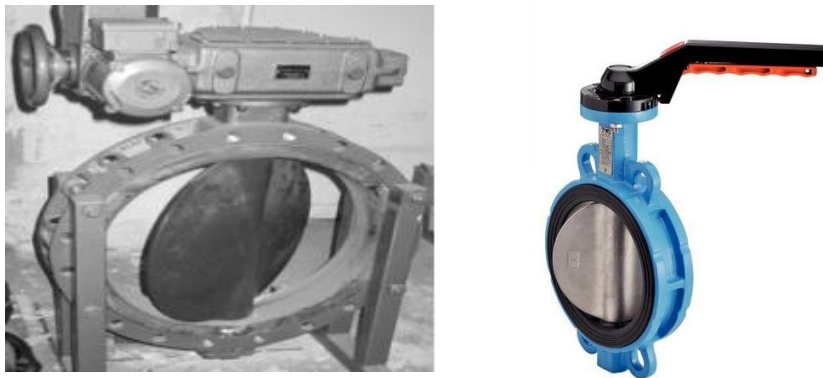


Figure IV. 3: Les vannes à papillon

IV.6.1.3. La vidange :

C'est une sorte de vanne associée à une conduite versant dans un regard maçonné, monté sur le réseau dans les points les plus bas. Ils servent à vidanger les conduites, et sont constitués d'une canalisation piquée sur le réseau et aboutissant à un regard maçonné qui sera le siège provisoire des eaux de vidange (AQUAREM, 2022).

Le point de vidange doit être au-dessous de la conduite du réseau pour garantir le non remonté de l'eau. Les vidanges sont installées au point bas de la canalisation.



Figure IV. 4 : La vidange

IV.6.1.4. Les ventouses :

Les ventouses sont des organes de protection du réseau. Elles permettent de chasser l'air des canalisations tant pendant la phase de mise en service qu'en phase d'exploitation. Celles-ci devront être dimensionnées en fonction du diamètre de la canalisation, de la pression de service (en liaison avec le débit d'air à évacuer) et du linéaire concerné et implantée sous rehausses de regard (Joseph P,

2022). Les ventouses sont placées sur le point haut de la canalisation et tous les 600 m, sur des conduites très longues.

Leur fonction est la sortie et entrée d'air :

- La vidange d'air (désaérag) au remplissage car les poches d'air non évacuées rétrécissent jusqu'à obturation la veine liquide.
- Dégazage : Purge d'air en fonctionnement
- La vidange d'air (désaérag) au remplissage car les poches d'air non évacuées rétrécissent jusqu'à obturation la veine liquide.
- Dégazage : Purge d'air en fonctionnement
- Le remplissage d'air (aérag) en cas de dépression pour éviter la succion des joints, lacollapse des tubes plastiques.



Figure IV. 5: Les ventouses simples fonction

IV.6.1.5. Les clapets :

Le clapet a pour fonction d'assurer la circulation de l'eau dans un sens et d'empêcher le retour en cas de reflux (T Takabeht, 2020). Chaque clapet possède sa particularité et sa propre fonctionnalité :

- Le clapet battant
- Le clapet à double battant
- Le clapet à disques concentriques
- Le clapet à ressort
- Le clapet de non-retour
- Le clapet pied de crépine : utilisé pour les stations de pompage. À l'arrêt des pompes, il retient automatiquement la colonne d'eau pour en éviter le désamorçage.



Figure IV. 6: Les clapets anti-retour

IV.6.1.6. Lescrépines

Les crépines protègent les équipements sensibles aux sables et autres éléments présents dans les réseaux. Elles sont donc obligatoires sur les vannes de régulation hydraulique. Les crépines sont utilisées pour les réseaux d'adduction et de distribution d'eau. C'est une pièce métallique en tôle perforée ou en matière plastique, évidée et percée de trous, servant à arrêter les corps étrangers à l'entrée du tuyau d'aspiration d'une pompe ou d'un vidage par gravité. La crépine est constituée l'élément principal de l'équipement d'un ouvrage d'exploitation d'eau. Placées à la suite du tubage plein, face à une partie ou à la totalité de la formation aquifère.

Les crépines doivent :

- Permettre la production maximale d'eau claire sans sable.
- Résister à la corrosion due à des eaux agressives.
- Résister à la pression d'écrasement exercée par la formation aquifère en cours

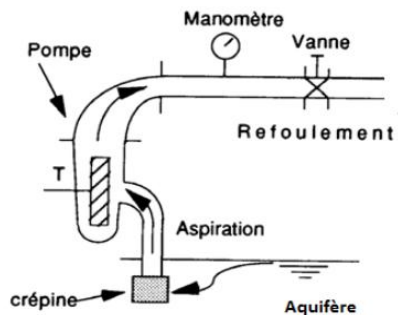


Figure IV. 7: Schéma de fonctionnement de la Crépine

IV.7. Conclusion

Dans ce chapitre le paramètre le plus important est le diamètre des conduites qui doit être choisi de telle façon que les vitesses doivent se situer dans une gamme acceptable, et d'après les résultats ci-dessous on constate que le diamètre économique de l'adduction par gravité est le DN= 200mm avec une vitesse de 1.95 m/s.

Le choix du matériau des conduites est fait selon les mêmes critères technico-économique notamment en tenant compte de la topographie la nature du sol, la disponibilité sur le marché et le coût.

CHAPITRE V

DIMENSIONNEMENT DU RESEAU DE DISTRIBUTION

V.1. Introduction

L'eau stockée dans le réservoir, l'eau est distribuée dans un réseau de canalisations, sur lesquelles sont piqués les branchements en vue de l'alimentation des abonnés.

Les canalisations devront en conséquence présenter un diamètre suffisant, de façon à assurer le débit maximal avec une pression au sol compatible avec les hauteurs des immeubles.

Un réseau de distribution est un ensemble de conduites, de divers types, interconnectés entre elles. Elles peuvent être classées aussi bien selon leurs fonctions que leurs diamètres, comme suit :

- Conduites principales ;
- Conduites secondaires ;
- Conduites locales.

Le réseau de distribution peut prendre plusieurs schémas, qui seront choisis selon l'importance de l'agglomération. Ces réseaux peuvent être mailles ou ramifiés. Dans notre cas on va dimensionner un réseau maille sur un terrain nu projeté à l'urbanisation.

V.2. Classification des réseaux

Les réseaux de distribution peuvent être classés comme suit

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

V.2.1. Réseau ramifié

Le réseau ramifié est constitué par des ramifications successives permettant à l'eau de s'écouler constamment dans le même sens, depuis le réservoir en direction des extrémités des conduites.

Cela étant, ce réseau ne comporte aucune alimentation en retour. Il présente l'avantage d'être économique, mais, il manque de sécurité en cas de rupture : un accident sur la conduite principale prive d'eau tous les abonnés d'aval (Zoungana D. 2003).

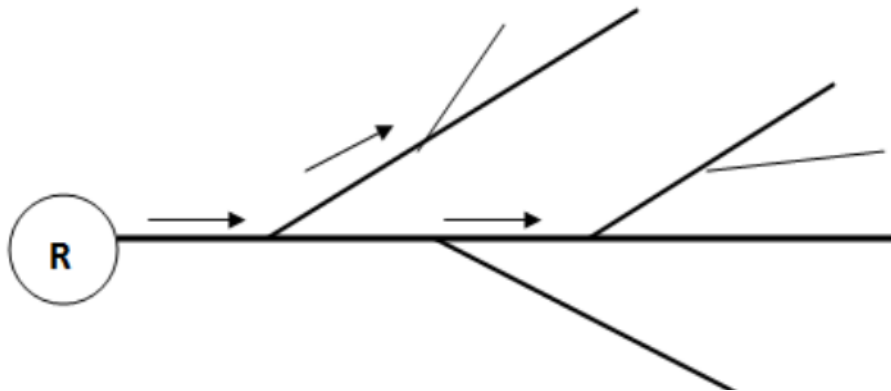


Figure V. 1:Schéma d'unréseau ramifie

V.2.2. Le réseau maillé

Un réseau maillé est constitué d'une série des tronçons disposées de telle manière qu'il soit possible de décrire une ou plusieurs boucles fermées, en suivant son tracées ; contrairement au réseau ramifié.

Le réseau maillé assure une distribution de retour en cas de panne d'un tronçon. Ils sont utilisés généralement dans les zones urbanisées et tendent à se généraliser dans les agglomérations rurales sous forme associées à des résumés ramifiés (limitation de nombres de maille en conservant certaine ramification. Bien que son cout soit élevé ; il reste préférable au réseau ramifié car : dans le cas d'une fuite dans une conduite on peut la réparer sans faire couper l'alimentation de la ville (BONNIN, J, 1982).

Ce réseau présente les avantages suivants :

- Une alimentation de retour.
- Isolation du tronçon accidenté par une simple manœuvre de robinet.

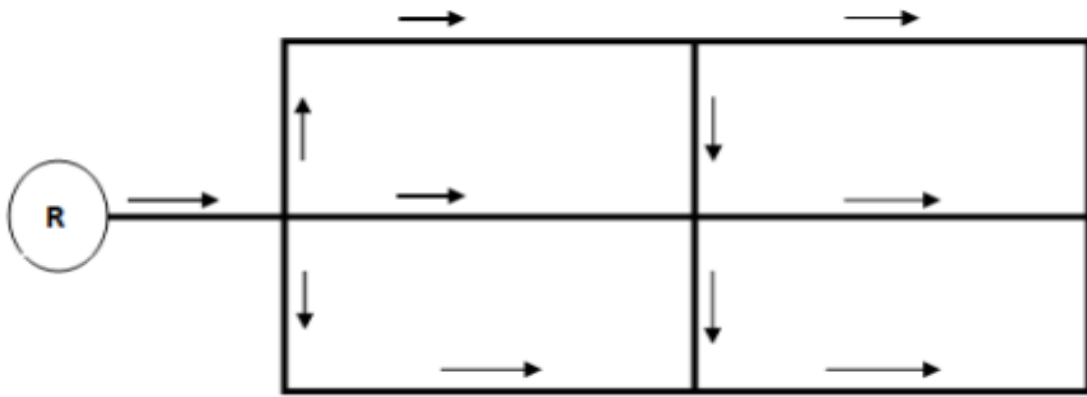


Figure V. 2:Schéma d'unréseau maillé

V.2.3. Réseauétagé

Ce réseau est caractérisé par une différence de niveau très important, ce qui entraîne de fortes pressions au point le plus bas. En effet ce système nécessite l'installation d'un réservoir intermédiaire, permettant une régularisation de la pression (BONNIN, J : 1982).

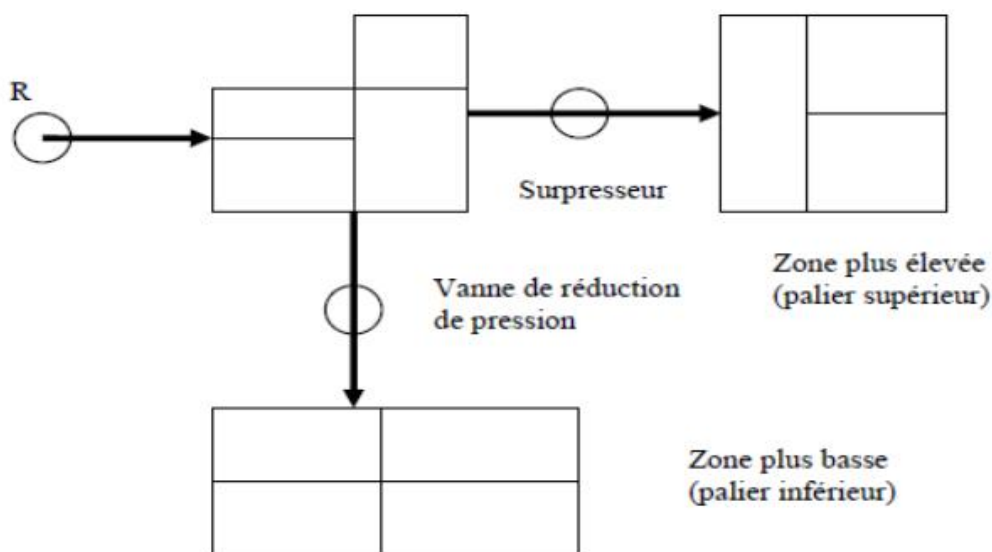


Figure V.3 : Schéma d'un réseau étagé

V.3. Choix du tracé :

Pour définir le tracé définitif, il est important de penser aux points suivants :

- Minimiser le nombre de passage difficiles (traversée de route, de ravine ...) ;
- Eviter les pentes trop fortes ;
- Eviter les zones rocheuses : une tranchée devra être creusée ;
- Préférer les zones accessibles, le long des chemins existants (routes ...) ;
- Penser aux problèmes de propriété de terrain et d'autorisation ;

V.4. Choix de type de matériaux :

Pour faire le choix du type de matériau à utiliser dans la construction des conduites, il faut prendre en considération les critères suivants

- Le diamètre ;
- La pression de service supportée ;
- Les conditions de pose et de transport ;
- Le prix ;
- La durée de vie ;
- La disponibilité sur le marché.

Dans notre cas nous avons opté pour les conduites en PEHD vu les caractéristiques mécaniques et hydrauliques que ce matériau présente, on peut citer :

- Facilité de pose (grande flexibilité) ;
- Fiables au niveau des branchements (pas de fuites) ;
- Répond parfaitement aux normes de potabilité ;
- Durée de vie prouvée par l'expérience et le test de vieillissement (théoriquement de 50 ans à une température de 20°C) ;
- Bonne caractéristique hydraulique (coefficient de rugosité très faible) ;
- Résiste à la corrosion interne, externe et microbiologique et à l'entartrage ;
- Disponibilité sur le marché.

V.5. Paramètres du réseau

- Débit.
- Choix de diamètre.
- Pression.

V.6. Calcul hydraulique du réseau de distribution :

V.6.1. Détermination des débits du réseau :

La détermination des débits dans un réseau maillés effectue de la manière suivante :

- 1) On détermine la longueur de chaque côté de la maille du réseau ;
- 2) On détermine le débit spécifique pendant l'heure de pointe ;
- 3) On calcule les débits en route en considérant le débit spécifique ; pendant les heures considérées (l'heure de pointe, l'heure de pointe + incendie);
- 4) On détermine les débits supposés concentrés aux nœuds.

V.6.2. Débit de pointe :

Le débit de pointe représente le débit de dimensionnement du réseau de distribution, il représente la consommation d'eau maximale de l'heure la plus chargée de la journée. (Voir le tableau (II.10)).

V.6.3. Débit spécifique :

C'est le débit uniforme, il est défini comme étant le volume d'eau consommé par un mètre de canalisation pendant une seconde, il s'écrit comme suit :

$$Q_{sp} = \frac{Q_p}{\sum Li} \dots\dots\dots (V.1)$$

Avec :

- Q_{sp} : Débit spécifique en (l/s.ml) ;
- Q_p : Débit de pointe en (l/s) de la zone ;
- $\sum Li$: Somme des longueurs des tronçons du réseau en mètre ou il y a distribution

V.6.4. Débit en route :

C'est le débit consommé d'une façon uniforme le long d'un tronçon. Il est donné par la formule suivante :

$$Q_r = Q_{sp} \times Li \dots\dots\dots (V.2)$$

Avec :

- Q_r : Débit en route de tronçon (l/s).
- Q_{sp} : Débit spécifique (l/s/m).
- Li : Longueur du tronçon en (m).

V.6.5. Débits aux nœuds :

Les débits nodaux sont des débits concentrés en chaque nœud alimentant la population répartie autour de la moitié du tronçon de la conduite ayant en commun les nœuds considérés, ils sont calculés par la formule suivante :

$$Q_{Ni} = 0.5 \times \sum Q_{ri} + \sum Q_{conc} \dots\dots\dots (V.3)$$

Avec :

- Q_{Ni} : Débit nodal de nœuds concerné (l/s) ;
- Q_{ri} : Somme des débits en route des tronçons qui entourent le nœud (i) (l/s) ;
- Q_{conc} : Débit concentré au nœud (i) en (l/s).

V.7. Détermination du débit spécifique :

Défini comme étant le rapport entre le débit de pointe et la somme des longueurs des tronçons du réseau, on suppose que les besoins domestiques sont uniformément répartis sur toute la longueur du réseau (Voir formule V.1)

Tableau V .1: Détermination de débit spécifique

	l/s
QP	90,30
$\sum^{32}_1 Li \text{ m}$	6454
Qsp l/s/m	0.01399132321

V.8. Calcul des débits en route et les débits nœudaux :

Le réseau de distribution du notre site d'étude prend une ossature maillée, il se compose de 05 mailles et de 17 tronçons, il contient 12 noeuds de distribution. Le premier noeud est le plus élevé 1199.078m.

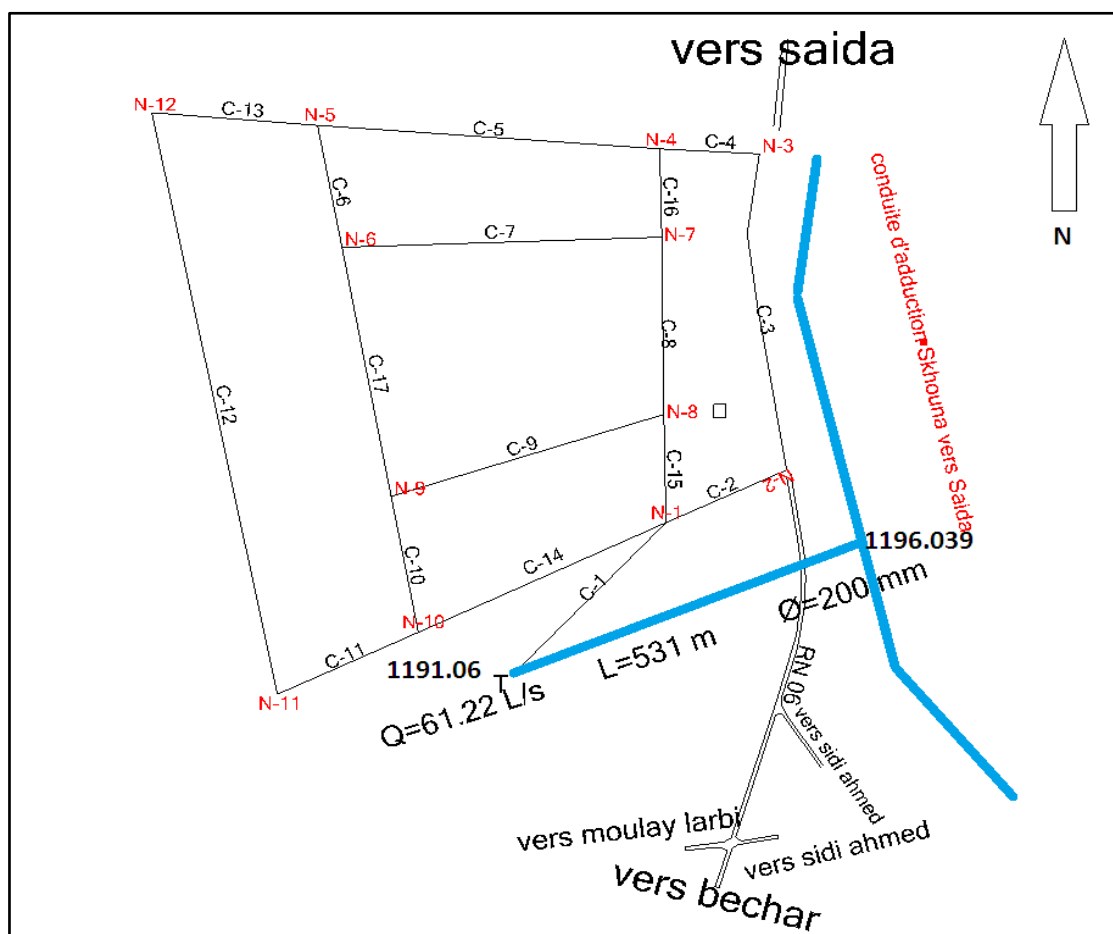


Figure V.4: Schéma du réseau de distribution de BOURACHED DJADIDA

V.8.1. Calcul des débits en route :

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 :

Tableau V.2 : Calcul des débits en route

Tronçon	Longueur (m)	Qsp (l/s/m)	Qr (l/s)
1-2	242	0.01399132321	3.385900217
1-8	228	0.01399132321	3.190021692
1-10	474	0.01399132321	6.631887202
2-1	242	0.01399132321	3.385900217
2-3	616	0.01399132321	8.618655097
3-2	616	0.01399132321	8.618655097
3-4	142	0.01399132321	1.986767896
4-3	142	0.01399132321	1.986767896
4-5	598	0.01399132321	8.36681128
4-7	162	0.01399132321	2.26659436
5-4	598	0.01399132321	8.36681128
5-6	238	0.01399132321	3.329934924
5-12	288	0.01399132321	4.029501084
6-5	238	0.01399132321	3.329934924
6-7	556	0.01399132321	7.779175705
6-9	462	0.01399132321	6.463991323
7-4	162	0.01399132321	2.26659436
7-6	556	0.01399132321	7.779175705
7-8	342	0.01399132321	4.785032538
8-1	228	0.01399132321	3.190021692
8-7	342	0.01399132321	4.785032538
8-9	600	0.01399132321	8.394793926
9-6	462	0.01399132321	6.463991323
9-8	600	0.01399132321	8.394793926
9-10	140	0.01399132321	1.958785249
10-9	140	0.01399132321	1.958785249
10-11	270	0.01399132321	3.777657267
10-1	474	0.01399132321	6.631887202
11-10	270	0.01399132321	3.777657267
11-12	1096	0.01399132321	15.33449024
12-5	288	0.01399132321	4.029501084
12-11	1096	0.01399132321	15.33449024

V.8.2. Détermination des débits sur les nœuds :

C'est le débit concentré en chaque point de jonction des conduites du réseau, il est déterminé par l'équation V.3.

$$Q_{Ni} = 0.5 \times \sum Q_{ri} + \sum Q_{conc}$$

Remarque : Dans ce cas le débit concentré égale à 0.

Tableau V .3 : Calcul des débits noeudaux

Nœud	Tronçon	Longueur (m)	Qsp (l/s/m)	Qr (l/s)	$\sum Q_r$ (l/s)	Q_n (l/s)
1	1-2	242	0.01399132321	3.385900217	13.21	6,61
	1-8	228	0.01399132321	3.190021692		
	1-10	474	0.01399132321	6.631887202		
2	2-1	242	0.01399132321	3.385900217	12.00	6,0
	2-3	616	0.01399132321	8.618655097		
3	3-2	616	0.01399132321	8.618655097	10.61	5,3
	3-4	142	0.01399132321	1.986767896		
4	4-3	142	0.01399132321	1.986767896	12.62	6,31
	4-5	598	0.01399132321	8.36681128		
	4-7	162	0.01399132321	2.26659436		
5	5-4	598	0.01399132321	8.36681128	15.73	7,86
	5-6	238	0.01399132321	3.329934924		
	5-12	288	0.01399132321	4.029501084		
6	6-5	238	0.01399132321	3.329934924	17.57	8,79
	6-7	556	0.01399132321	7.779175705		
	6-9	462	0.01399132321	6.463991323		
7	7-4	162	0.01399132321	2.26659436	14.83	7,41
	7-6	556	0.01399132321	7.779175705		
	7-8	342	0.01399132321	4.785032538		
8	8-1	228	0.01399132321	3.190021692	16.37	8,18
	8-7	342	0.01399132321	4.785032538		
	8-9	600	0.01399132321	8.394793926		
9	9-6	462	0.01399132321	6.463991323	16.82	8,41
	9-8	600	0.01399132321	8.394793926		
	9-10	140	0.01399132321	1.958785249		
10	10-9	140	0.01399132321	1.958785249	12.37	6,18
	10-11	270	0.01399132321	3.777657267		
	10-1	474	0.01399132321	6.631887202		
11	11-10	270	0.01399132321	3.777657267	19.11	9,56
	11-12	1096	0.01399132321	15.33449024		
12	12-5	288	0.01399132321	4.029501084	19.36	9,68
	12-11	1096	0.01399132321	15.33449024		

V.9. Répartition arbitraire des débits :

En respectant la loi de conservation de masse on propose une répartition arbitraire des débits le long des conduites. Les tableaux ci-dessous représentent la répartition arbitraire des débits et des pressions.

Tableau V.4. Répartition arbitraire des débits

N° des tronçons	Q (l/s)	Diamètre (m)	Diamètre normalisé (mm)	Vitesse (m/s)
R-1	90.30	0.339	0.35	0.94
1-2	20.966	0.163	0.2	0.67
1-8	20.966	0.163	0.2	0.67
1-10	41.932	0.231	0.25	0.85
2-3	15.076	0.139	0.15	0.85
3-4	9.885	0.112	0.125	0.81
4-5	6.193	0.089	0.1	0.79
4-7	7.45	0.097	100	0.95
5-6	9.915	0.112	0.125	0.81
6-7	14.31	0.135	0.15	0.81
7-8	10.42	0.115	0.125	0.85
8-9	8.492	0.104	0.125	0.69
9-6	9.224	0.108	0.125	0.75
9-10	12.958	0.128	0.15	0.73
10-11	17.958	0.151	0.2	0.57
11-12	8.514	0.104	0.125	0.69
12-5	8.413	0.104	0.125	0.69

Tableau V.5 : détermination des pertes des charges et pressions au sol (Répartition initiale)

N°	N° du tronçon amont- aval	L (m)	Φ (mm)	Q (l/s)	J (m/m)	ΔH (m)	CTN (m)	CP (m)	Pression au sol	
									m.c.e	bar
R							1191.06	1215,75	23.94	2.4
	R-1	388	350	90.3	0.001925613888	0,75				
1							1199.078	1214.25	15.17	1.5
	1-2	234	200	20.966	0.001966426191	0.46				
	1-8	220	200	20.966	0.001966426191	0.43				
	1-10	466	250	41.932	0.00239460254	1.12				
2							1195.468	1213.79	18.32	1.8
	2-1	234	200	20.966	0.001966426191	0.46				
	2-3	608	150	15.076	0.004333794867	2.63				
3							1183.156	1211.16	28.00	2.8
	3-2	608	150	15.076	0.004333794867	2.63				
	3-4	134	125	9.885	0.00481938818	0.65				
4							1182.212	1209.85	27.64	2.7
	4-3	134	125	9.885	0.00481938818	0.65				
	4-5	590	100	6.193	0.00600962914	3.55				
	4-7	154	100	7.45	0.0084621416	1.3				
5							1180	1206.31	26.31	2.6
	5-4	590	100	6.193	0.00600962914	3.55				
	5-6	230	125	9.915	0.00484651123	1.11				
	5-12	280	125	8.413	0.00357523139	1.00				
6							1183	1208.17	25.17	2.6
	6-5	230	125	9.915	0.00484651123	1.11				
	6-7	548	150	14.31	0.00393483968	2.16				
	6-9	454	125	9.224	0.00423960740	1.92				

N°	N° du tronçon amont-aval	L (m)	Φ (mm)	Q (l/s)	J (m/m)	ΔH (m)	CTN (m)	CP (m)	Pression au sol	
									m.c.e	bar
7							1186	1210.32	24.32	2.5
	7-4	154	100	7.45	0.0084621416	1.30				
	7-6	548	150	14.31	0.00393483968	2.16				
	7-8	334	125	10.42	0.005313568548	1.77				
8							1195.653	1212.1	16.45	1.6
	8-1	220	200	20.966	0.001966426191	0.43				
	8-7	334	125	10.42	0.005313568548	1.77				
	8-9	592	125	8.492	0.00363765579	2.15				
9							1189.528	1212.28	22.76	2.3
	9-6	454	125	9.224	0.00423960740	1.92				
	9-8	592	125	8.492	0.00363765579	2.15				
	9-10	260	150	12.958	0.003274181657	0.85				
10							1194	1213.14	19.14	1.9
	10-1	466	250	41.932	0.00239460254	1.12				
	10-9	260	150	12.958	0.003274181657	0.85				
	10-11	262	200	17.958	0.001476102611	0.37				
11							1192	1212.75	20.75	2
	11-10	262	200	17.958	0.001476102611	0.38				
	11-12	1088	125	8.514	0.00365512826	3.98				
12							1182	1208.77	26.77	2.7
	12-5	280	125	8.413	0.00357523139	1.00				
	12-11	1088	125	8.514	0.00365512826	3.98				

V.10. Calcul du réseau par logiciel WATERCAD:

V.10.1. Présentation du logiciel

Le logiciel WATERCAD V8i est un programme puissant pourtant facile à utiliser qui aide les ingénieurs à analyser les systèmes de pompage complexes et les réseaux de conduites. C'est une application qui permet aux ingénieurs de mieux comprendre leurs réseaux de pompage et de tuyauterie, leur permettant ensuite de concevoir des systèmes sûrs et économiques.

WATERCAD V8i est basé sur la technologie à l'origine créée par GENIVAR (autrefois Environmental Hydraulics Group Inc.). Il a été ensuite amélioré par des spécialistes dans le domaine de l'hydraulique urbaine avec la collaboration de l'entreprise Bentley.

Le logiciel WATERCAD est un logiciel de simulation du comportement des systèmes de distribution d'eau, d'un point de vue hydraulique mais également d'un point de vue qualité de l'eau.

C'est une application qui permet de modéliser le comportement hydraulique et la qualité de l'eau dans les réseaux de distribution. Pour gérer leurs infrastructures, de nombreux services publics, services municipaux et bureaux d'étude font confiance à WATERCAD, un outil fiable et économique qui facilite la prise de décision. Du contrôle des systèmes de lutte contre les incendies à l'analyse de l'eau,

de la consommation énergétique et à la gestion des coûts, WATERCAD aide à analyser, concevoir et optimiser les réseaux de distribution d'eau.

V.10.2.Utilisation du logiciel :

Ce logiciel est assez simple d'utilisation et offre de bonnes performances de calcul.

- Il permet de calculer les réseaux de distribution d'eau potable, tant en mode statique qu'en mode dynamique.
- Il donne le débit de chaque conduite, la pression à chaque nœud et la qualité de l'eau.
- Il permet de simuler divers fonctionnements de réseaux d'adduction et de distribution d'eau potable.

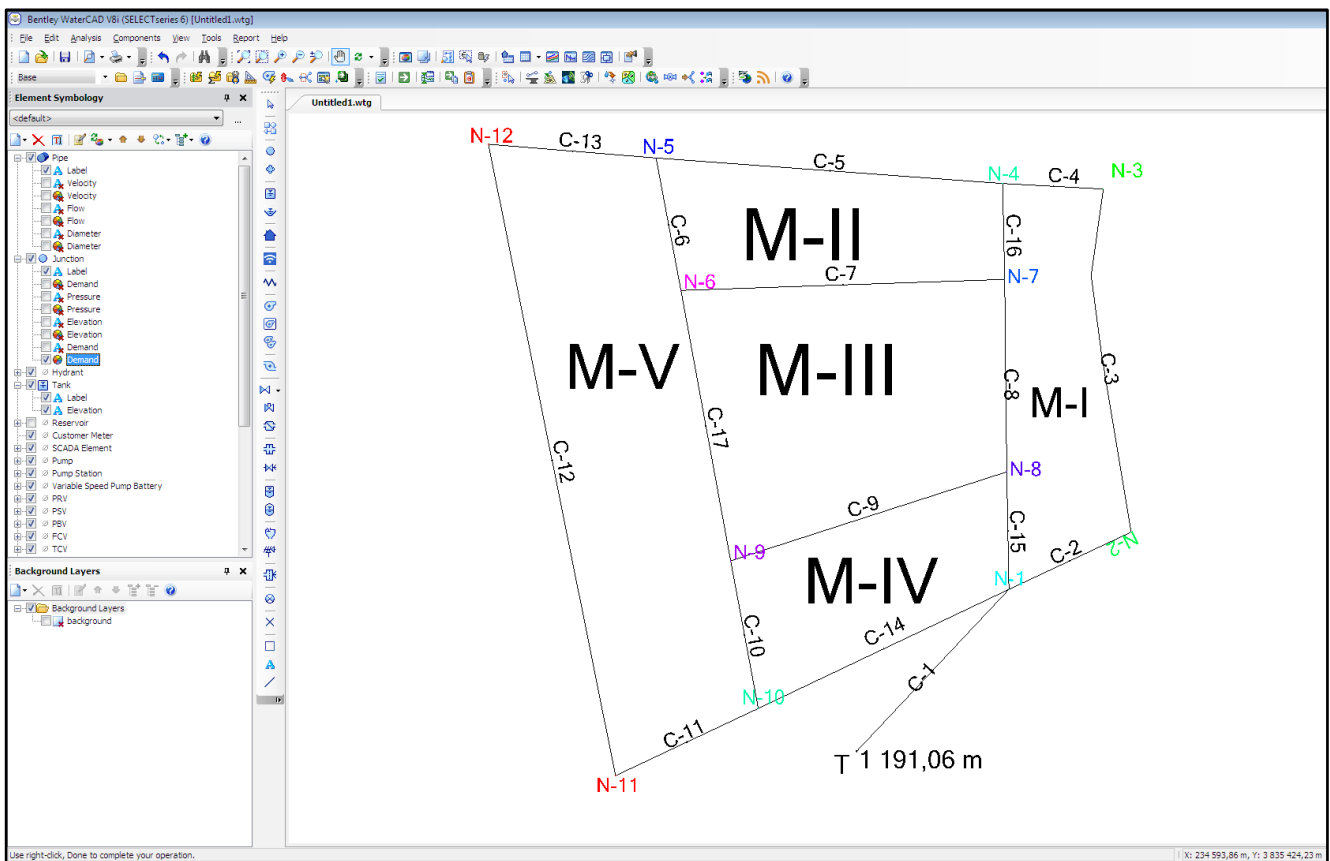


Figure V. 5:Exemple du réseau simulé avec WATERCAD

V.10.3.Modélisation du réseau

Le module hydraulique utilise un moteur de calcul propre qui permet d'apporter une analyse sur les réseaux d'eau. Il permet également d'effectuer des simulations sur des durées plus ou moins longues pour analyser le comportement dynamique.

Les fonctionnements en période de pointe et en consommation moyenne sont différenciés par le changement de la courbe de modulation qui représente le modèle de consommateur. C'est un outil qui permet une gestion globale des transferts d'eau et une simulation de la distribution de pointe.

Un module qualité permet de modéliser des phénomènes en rapport avec la qualité de l'eau comme le temps de séjour, la diffusion dans le temps et l'espace d'un soluté qui évolue dans le réseau (par exemple le chlore).

V.10.4. La Simulation du Réseau avec Watercad

Comparé aux autres logiciels de simulation du fonctionnement d'un réseau d'AEP que les ingénieurs ont l'habitude d'utiliser comme le logiciel EPANET, le logiciel WATERCAD offre une multitude d'outils facilitant l'élaboration d'un modèle et l'analyse des résultats. Par exemple il comporte une fonction permettant d'attribuer les altitudes des nœuds à partir d'une courbe de niveau, il dispose aussi de plusieurs paramètres prédéfinis (type de matériaux des conduites avec les coefficients de rugosité, les coefficients de perte de charge pour différents types de singularité au niveau d'une conduite...).

A part cela, le logiciel peut aussi simuler l'écoulement d'autre type de liquide autre que l'eau comme l'eau de mer, l'éthyle, le glycérine, le mercure... et le logiciel comporte aussi un outil appelé « model builder » permettant d'importer directement les données SIG sous format « shape file » venant du logiciel Arcgis.

V.11. Résultats de la simulation du réseau par WATERCAD

Concernant les résultats, le logiciel dispose un outil permettant de générer automatiquement plusieurs types de courbes facilitant l'analyse des résultats comme des courbes iso pièzes, isobares, des courbes de même débits... et ces courbes peuvent être exportées sous format SHP et DWG.

Après avoir introduit les débits et les altitudes de chaque nœud ainsi que la longueur et des diamètres pour chaque conduite, on lance la simulation du réseau.

V.11.1. Les vitesses

Les vitesses admises doivent être entre 0.5 et 2 m/s. On parle de vitesse idéale lorsque la vitesse est entre 0,5 et 1.5m/s. Après simulation, sur 17 tronçons nous avons une vitesse minimale de 0.51 m/s et maximale de 1.01 m/s,

V.11.2. Les pressions

On constate que tous les nœuds possèdent une pression nettement supérieure acceptable. Avec une pression minimale de 17.99 m et une maximale de 29.88m, nous avons :

Tableau V.6: Résultats des conduites

Label	Nœud départ	Nœud final	Longueur de tronçon (m)	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	P.d.c unitaire (m/m)	P.d.c linéaire (m)
C-2	N-1	N-2	242	200.0	18.389	0.59	0.002	0,48
C-3	N-2	N-3	616	150.0	12.387	0.70	0.003	1,84
C-4	N-3	N-4	142	110.0	7.084	0.75	0.005	0,71
C-5	N-4	N-5	598	100.0	5.681	0.72	0.005	3,0
C-6	N-6	N-5	238	100.0	6.173	0.79	0.006	1,43
C-7	N-7	N-6	556	100.0	5.031	0.64	0.004	2,22
C-8	N-8	N-7	342	150.0	17.353	0.98	0.006	2,05
C-9	N-8	N-9	600	125.0	7.997	0.65	0.003	1,8
C-10	N-10	N-9	140	150.0	10.340	0.59	0.002	0,28
C-11	N-10	N-11	270	150.0	15.247	0.86	0.004	1,08
C-12	N-11	N-12	1 096	110.0	5.691	0.60	0.003	3,29
C-13	N-5	N-12	288	100.0	3.991	0.51	0.003	0,86
C-14	N-1	N-10	474	200.0	31.771	1.01	0.004	1,9
C-15	N-1	N-8	228	250.0	33.535	0.68	0.002	0,46
C-16	N-7	N-4	162	100.0	4.907	0.62	0.004	0,65
C-17	N-9	N-6	462	125.0	9.928	0.81	0.005	2,31
C-1	T	N-1	388	350.0	90.300	0.94	0.002	0,78

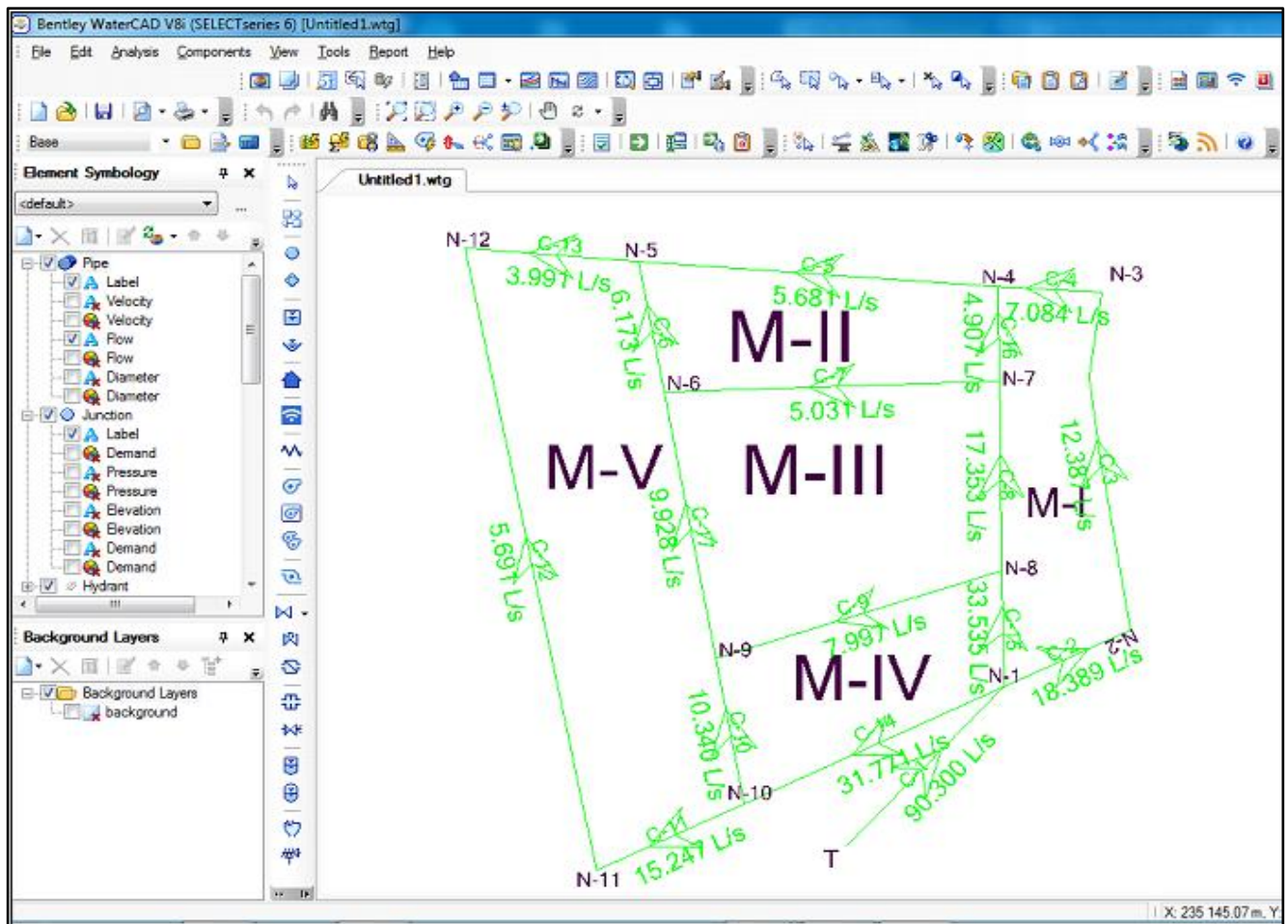


Figure V.6: Répartitions finales des débits.

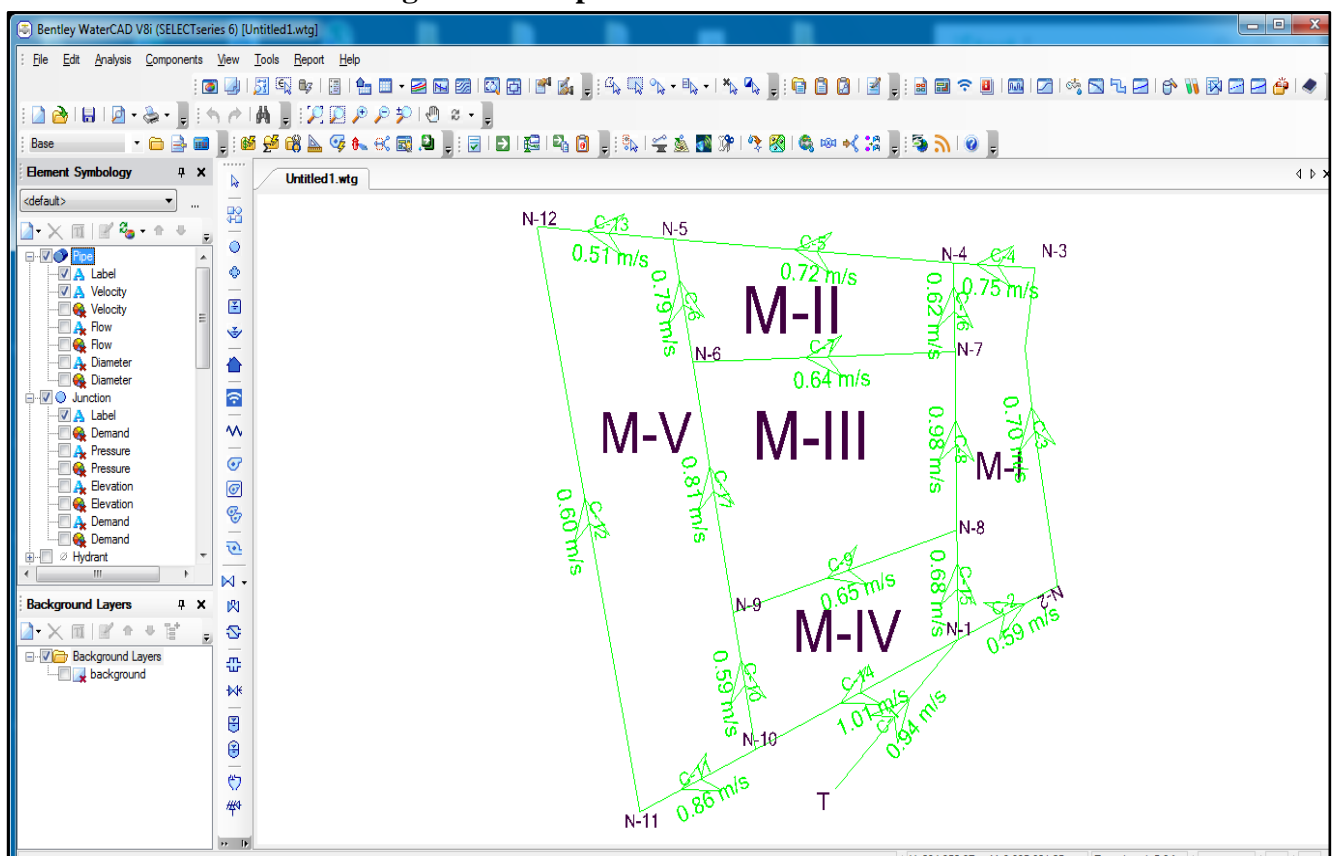


Figure V.7: Répartitions finales des vitesses.

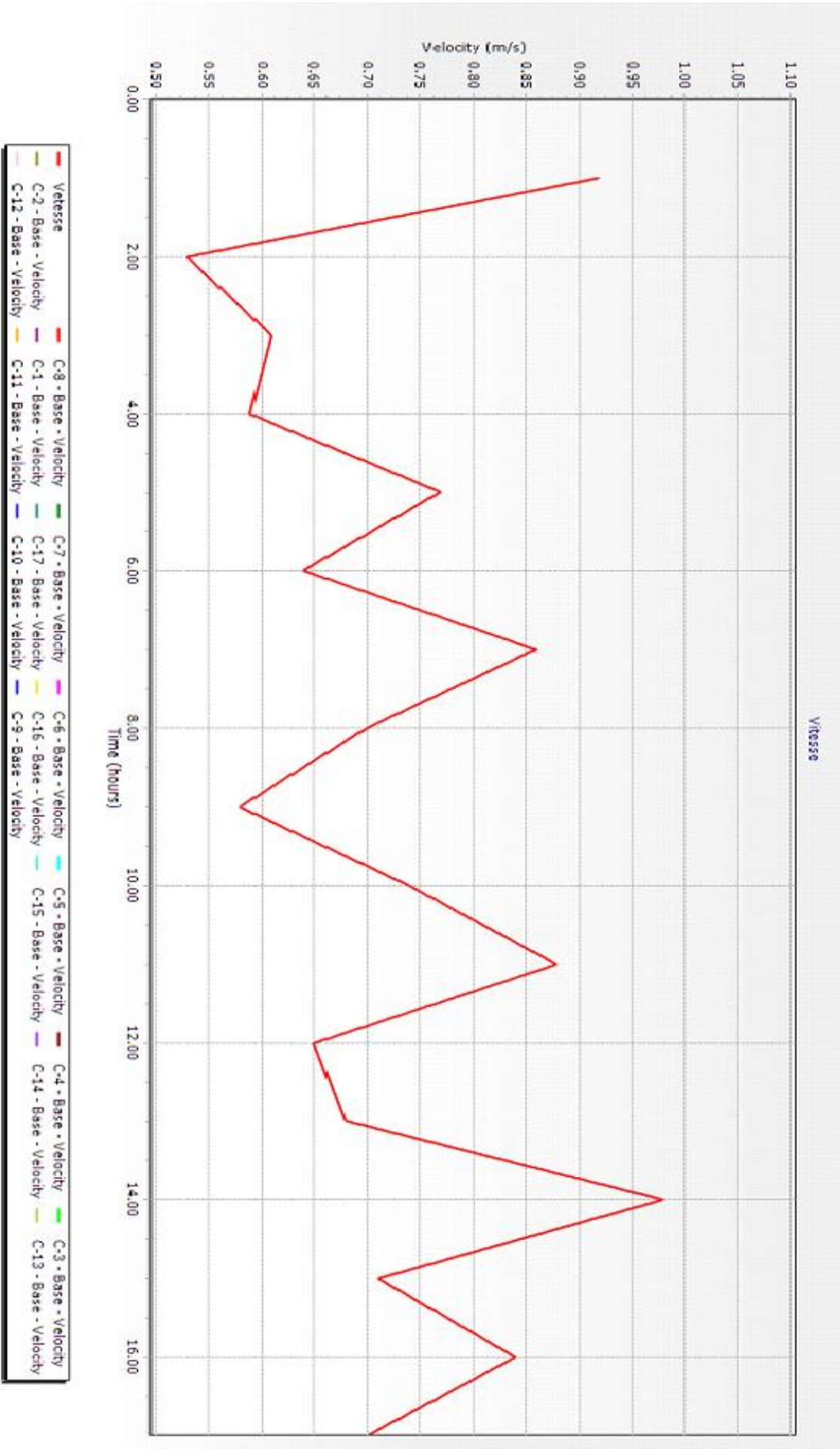


Figure V.8 : graph de la répartition des vitesses

Tableau V.7 : Résultats des pertes des charges et pressions au sol (Répartition finale)

N°	N° du tronçon amont - aval	L (m)	Ø (mm)	Q (l/s)	j (m/m)	Δh (m)	C.T.N (m)	C.P (m)	Pression au sol [H]	
									m.c.e	bar
R							1191.06	1215,75	24,69	2.47
	R - 1	388	350	90.3	$1,93 \cdot 10^{-3}$	0,75				
1							1199.08	1215,0	15.92	1.6
	1 - 2	234	200	18,39	$1,58 \cdot 10^{-3}$	0.37				
2							1195.47	1214,63	19.16	1.9
	2 - 3	608	150	12,39	$3,04 \cdot 10^{-3}$	1,85				
3							1183.16	1212,78	29.62	3.0
	3 - 4	134	125	7,08	$5,15 \cdot 10^{-3}$	0,69				
4							1182.21	1212,09	29.88	3,0
	4 - 5	590	100	5,68	$5,19 \cdot 10^{-3}$	3,06				
5							1180,0	1209,03	29.03	2.9
	5 - 6	230	125	6,17	$6,17 \cdot 10^{-3}$	1,42				
6							1183,0	1210,45	27.45	2.7
	6 - 7	548	150	5,03	$4,14 \cdot 10^{-3}$	2,27				
7							1186,0	1212,72	26.72	2.7
	7 - 8	334	125	17,35	$5,75 \cdot 10^{-3}$	1,92				
8							1195.65	1214,64	17.99	1.8
	8 - 9	592	125	7,99	$3,29 \cdot 10^{-3}$	1,95				
9							1189.53	1212,69	23.16	2.3
	9 - 10	260	150	10,34	$1,15 \cdot 10^{-3}$	0,3				
10							1194,0	1212,99	20.99	2,1
	10 - 11	262	200	15,25	$4,54 \cdot 10^{-3}$	1,19				
11							1192,0	1211,8	19,8	2,0
	11 - 12	1088	125	5,69	$3,25 \cdot 10^{-3}$	3,54				
12							1182,0	1208,26	26,26	2.6
	12 - 5	280	125	3,99	$2,75 \cdot 10^{-3}$	0,77				
5							1180,0	1209,03	29.03	2.9

Tableau V.8: Résultats sur les nœuds

Noeud	Elévation (m)	Q_n (l/s)	Pression (bars)
N-1	1 199.08	6.604	1,6
N-2	1 195.47	6.002	1,9
N-3	1 183.16	5.303	3,0
N-4	1 182.21	6.310	3,0
N-5	1 180.00	7.863	2,9
N-6	1 183.00	8.787	2,7
N-7	1 182.00	7.415	2,7
N-8	1 195.65	8.185	1,8
N-9	1 189.53	8.409	2,3
N-10	1 194.00	6.184	2,1
N-11	1 192.00	9.556	2,0
N-12	1 182.00	9.682	2,6

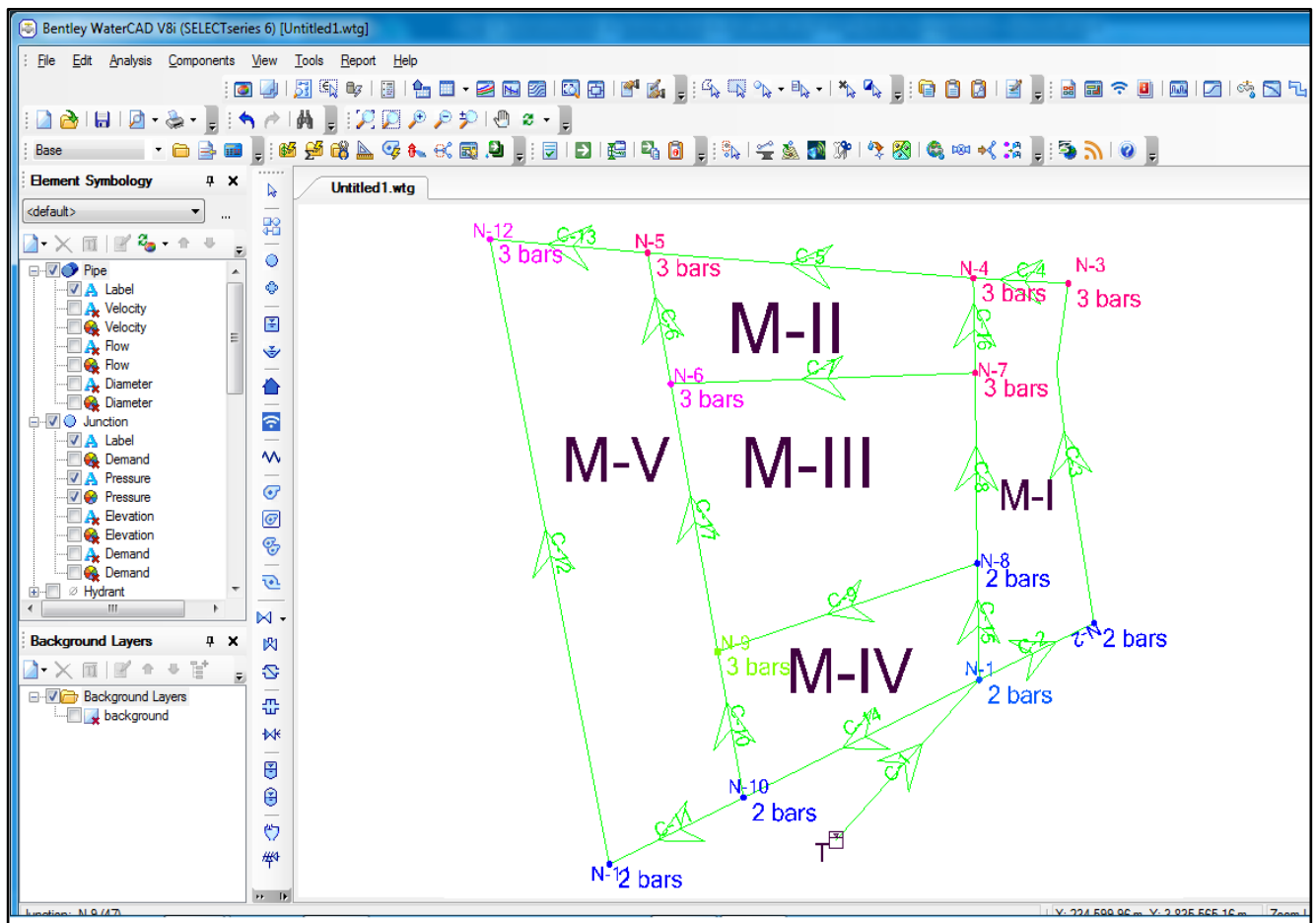


Figure V.9: Répartitions finales des pressions.

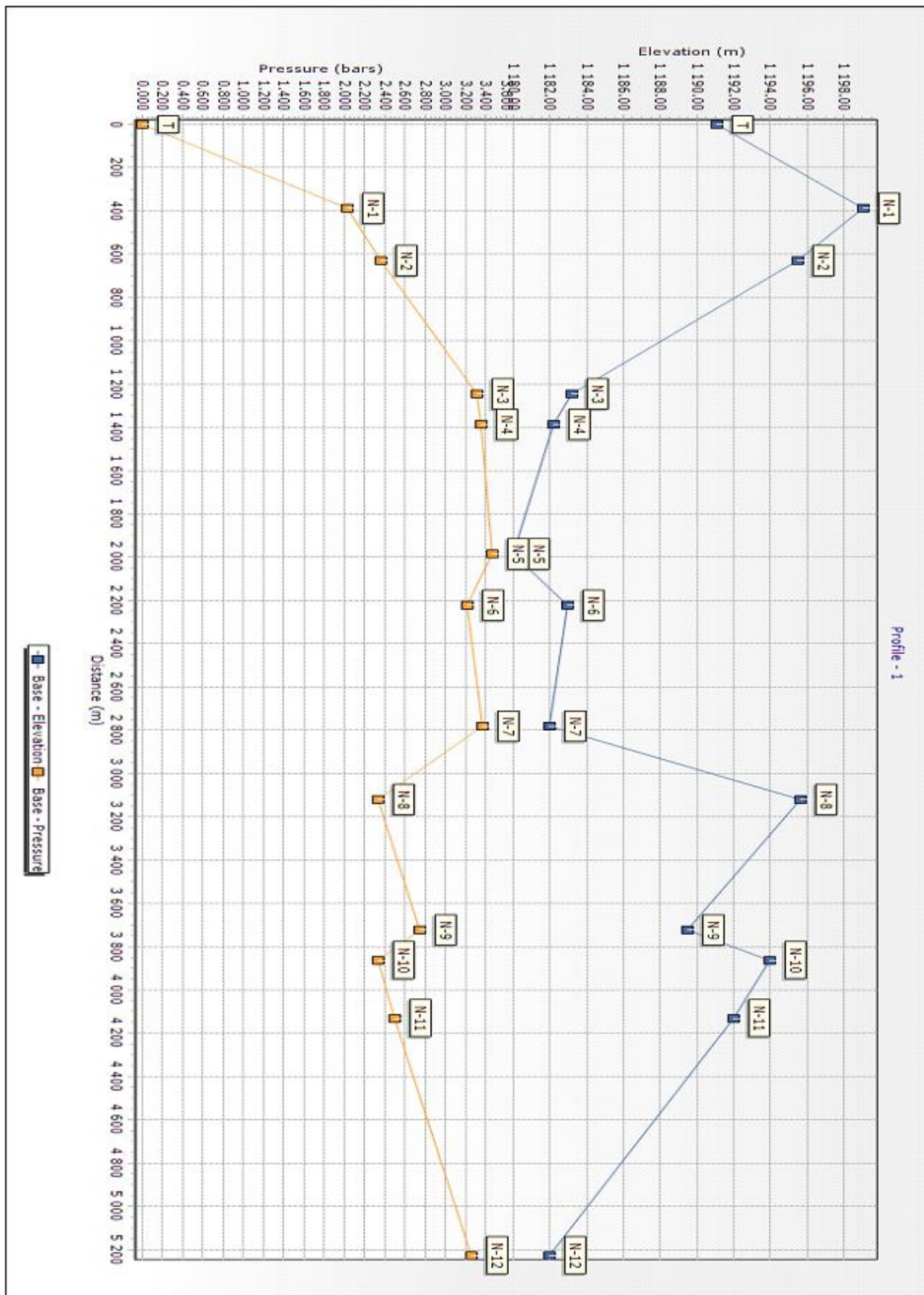


Figure V.10: Profil en long

V.12. Equipements du réseau de distribution en accessoires :

Les accessoires qui devront être utilisés pour l'équipement du réseau de distribution sont résumés ci-après :

1. **Les canalisations** ; le réseau de distribution sera constitué d'un assemblage de tuyaux en PEHD, PN 16 bar. Les diamètres varient entre 63 et 500 mm
2. **Robinets vannes** ; Ils permettent l'isolement de divers tronçons du réseau lors d'éventuelles réparations, et sont Placés toujours en des endroits accessibles.
3. **Bouches ou poteau d'incendie** ; Les bouches ou les poteaux d'incendie doivent être raccordés sur les conduites capables d'assurer un débit minimum 17 (l/s) avec une pression au moins de 10 m.c.e.
4. **Clapets** : Les clapets ont pour rôle d'empêcher l'eau de circuler en sens contraire de l'écoulement prévu.
5. **Ventouses** : Par définition, une ventouse est un accessoire hydraulique permettant de faire sortir l'air contenu soit à l'intérieur de la conduite soit dissous dans l'eau. Elle peut encore être utilisée pour faire entrer de l'air à l'intérieur de la conduite.
6. **Régulateurs de pression** : ce sont des dispositifs permettant le réglage de la pression d'une façon à ne fournir au réseau de distribution que les pressions désirées.
7. **Robinets de vidange (décharge)** : Ils sont placés aux points bas du réseau pour permettre la vidange.
8. **Pièces spéciales de raccord** : Ce sont des composants permettant d'adapter la conduite au tracé prévu au projet :
 - **Les Tés** ; on envisage des tés à deux ou trois emboîtements permettant le raccordement des conduites présentant des diamètres différents.
 - **Les coudes** ; utilisés en cas de changement de direction.
 - **Les cônes de réduction** ; ce sont des organes de raccord en cas de différents diamètres.

V.13. Conclusion :

À travers ce chapitre, on peut dire que le réseau d'alimentation en eau potable fonctionnennormalement pour le nouveau pôle urbain BOURACHED JADIDA, mais il faut installer des accessoires de protection duréseau contre les pressions importantes. Pour assurer une exploitation rationnelle du réseau, il faut que le contrôle et gestion de l'ensemble du réseau soient rigoureux.

Nous avons également constaté que :

- Le réseau de distribution contient 12 nœuds avec une longueur totale des conduites égale 6454 m ;
- Les conduites utilisées sont en PEHD PN 16 avec des diamètres qui varient entre 100 mm et 350 mm ;
- Le débit de point est égale à 90.30 l/s ;
- La pression minimale est égale à 17.99 m.c.e, tandis que celle maximale est égale à 29.88 m.c.e;
- Les vitesses dans notre réseau varient entre 0,51 m/s et 1.01 m/s.

CHAPITRE VI

DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF

VI.1. Introduction

Afin d'avoir une idée sur les tâches à réaliser sur notre projet, il faut passer par le calcul du devis. Ce calcul consiste à déterminer les quantités de toutes les opérations effectuées sur le terrain pour la réalisation du projet, et sont :

- Les travaux de terrassement ;
- La fourniture et la pose du lit de sable ;
- La fourniture et la pose des canalisations en P.E.H.D ;
- Les Travaux de remblaiement de la tranchée ;
- Le transport des sols excédentaires.

Ensuite les multiplier par le prix unitaire correspondant.

La Pose des conduites demeure également un facteur très important pour une protection des conduites celles-ci peuvent être posées de différentes manières selon le lieu et les obstacles rencontrés s'ils existent

VI.2. Critères de choix des canalisations

A l'opération de conception, renouvellement et pose des canalisations, il faut utiliser des matériaux adéquats en apportant un soin particulier au choix des conduites. Le choix de la nature du revêtement interne et externe se base sur la qualité et les caractéristiques de l'eau, sa résistance aux agents externes liés aux problèmes de corrosions du sol. Il doit répondre aux critères suivants pour qu'il puisse préserver la qualité de l'eau véhiculée :

- Étanche à l'eau ;
- Faible rugosité ;
- Faible porosité ;
- Forte compacité ;
- Résistant à l'abrasion ;

VI.2.1. Choix des canalisations en fonction du liquide transporté

L'eau véhiculée dans les réseaux présente des caractéristiques physicochimiques très différentes. Deux principaux types d'eaux sont à prendre en compte :

- Les eaux corrosives pouvant attaquer le métal non revêtu.
- Les eaux agressives envers les matériaux à base de ciment.

VI.2.2. Choix des canalisations en fonction du type de sol

Pour la protection durable des canalisations contre la corrosivité des sols, on utilise un chemisage extérieur. Il doit faire une étude préalable sur la corrosivité et l'agressivité du terrain pour déterminer le tuyau adapté à un type de sol défini. On peut distinguer en première analyse les terrains suivants :

- 1- A faible risque : sables et graviers, matériaux d'empierrements et les calcaires.
- 2- A risque élevé : marnes et argiles.
- 3- A risque très élevé : gypse, pyrite et combustible.

VI.3. Nettoyage des conduites :

Afin de nettoyer les canalisations on utilise le procédé mécanique ou le procédé chimique à base acide passive pour dégager les dépôts organiques et limoneux.

VI.4. Surveillance et entretien du réseau :

VI.4.1. Désinfection :

Avant la livraison de l'eau à la consommation publique il est recommandé de procéder à la désinfection du réseau cette désinfection peut se faire soit au chlore soit permanganate de potassium.

VI.4.2. Détection des fuites d'eau :

Lors de la mise en place du réseau il faut éviter les causes principales provocantes les fuites qui sont les suivantes :

- Conduites placées où il y a risque de gel.
- Terrain agressif ou instable.
- Caractéristiques de la conduite non adaptées à la pression de distribution.
- Protection insuffisante par rapport au trafic de surface.
- Mauvaise qualité du matériau.

VI.5. Pose des conduites

Le type de pose pour les canalisations dépend des spécifications des tuyaux, la profondeur, la taille de la tranchée, les caractéristiques du sol, les charges superficielles et la qualité des matériaux de remblai. Le fond de la tranchée doit être un support propre pour la canalisation.

La procédure suivante est destinée à assister l'installateur pour réaliser une pose correcte.

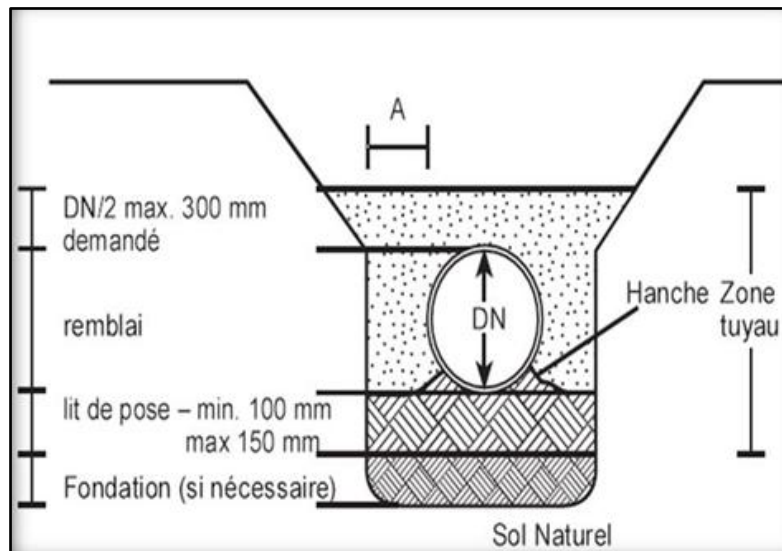
- Lit de pose d'une épaisseur de 10 cm en-dessous de la génératrice inférieure extérieure, en sable de carrière.
- Remblai en terre criblé de 0.30 m au-dessus de la génératrice supérieure extérieure.
- Remblai en terre tout venante de 0.4 m au-dessus de terre criblée.

La pose se fera par l'intermédiaire d'un engin de pose, en débutant les travaux par le point le plus haut afin de faciliter l'écoulement des eaux d'infiltration s'il y a lieu. On les descendra lentement et attentivement pour ne pas endommager le revêtement, et elles doivent être posées en file bien alignées.

Pour cela, il faut procéder à des cales provisoires, qui seront également disposées le long de la conduite et aux changements de direction, qui sont constitués de mottes de terre, en évitant les calages au moyen de matériaux risquant de détériorer la couche protectrice.

La pose se fait seulement après que les joints soient soudés et parfaitement revêtus. La conduite doit épouser le lit de pose dans toute sa longueur, en vérifiant qu'il n'y a pas de vide au-dessous et qu'elle n'est pas en contact avec des grosses pierres pour éviter le phénomène de poinçonnement.

A chaque arrêt de la pose, on bouche les extrémités du tronçon en attente à l'aide de tampons solidement fixés, pour éviter l'introduction des corps étrangers (J. BONNIN, 1977).



Figures VI.1 : pose de conduite

VI.6. Différents types de pose de canalisations :

Le choix du type de pose dépend essentiellement de la topographie du terrain, de la disposition des lieux et des différents obstacles qui peuvent être rencontrés.

VI.6.1. Pose en terre :

Le fond de la tranchée doit avoir une stabilité assurée. Lorsque, en raison d'une cause au fond de la tranchée devient instable (relâchement ou supprimé), il doit être calibrée avec les matériaux appropriés, compactez régulièrement.

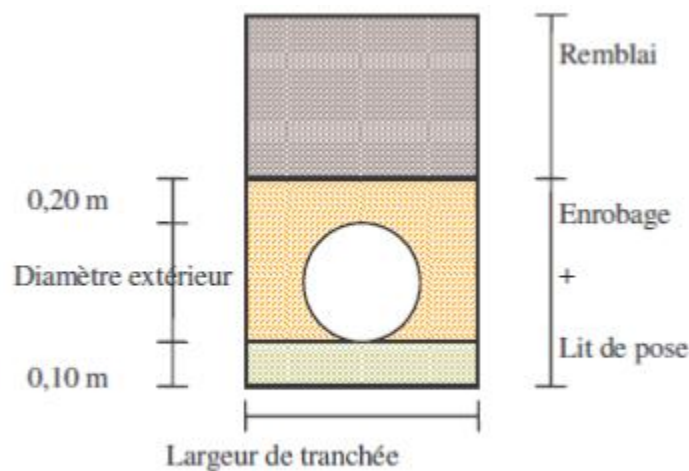
Lors de l'exécution d'une tranchée, on doit tenir compte des normes suivantes

- La section transversale de la tranchée dépend de la largeur et de la profondeur ;
- La largeur est en fonction du diamètre de la conduite et de la nature du sol ;
- Un espacement de 30 cm est prévu de part et d'autre de la conduite ;
- La profondeur doit être suffisante pour assurer la protection de la conduite contre les efforts de surcharges et de la variation de la température, on prévoit une profondeur minimale de 0,8 m jusqu'à la génératrice supérieure de la conduite ;
- Le fond de la fouille doit être purgé des pierres qui pourraient s'y trouver, et convenablement dressé ; après quoi, il sera recouvert d'un lit de pose de 10 à 15 cm ;
- Le remblayage de la conduite est exécuté de façon à ne causer aucun dommage aux tubes. Pour obtenir un bon remblai, on utilise une terre dépourvue de pierre très fortement damée par petites couches jusqu'à 30 cm au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite ;
- En terrain agressif, on cherche une homogénéisation du sol par utilisation d'un remblai inerte, bien drainé au contact du métal pour atténuer le phénomène de corrosion (BELAIDI Bilal, 2016).

VI.6.2. Traversée des routes :

En raison des charges supportées, qui peuvent causer des ruptures et par conséquent des infiltrations nuisibles à la conduite comme à la route, la pose des conduites s'effectuera dans une gaine (buse en acier de diamètre supérieur dans laquelle la conduite est introduite). Pour protéger la canalisation des chocs et vibrations, et évacuer les fuites éventuelles hors de la chaussée (BELAIDI Bilal, 2016).

1. **Des gaines :** Ce sont des buses de diamètre supérieur dans lesquelles les conduites sont introduites.
2. **Par enrobage dans le béton :** Dans ce cas les tuyaux sont couverts de béton.



Figures VI.2 : Enrobage (BAYARD, 2004)

VI.6.3. Butée et amarrage :

À cause de la poussée de l'eau, il y a risque d'un déboîtement des joints dans les parties soudées ou à la rupture des soudures soit au niveau des branchements ou dans le cas d'un changement de direction. La solution de ce problème c'est de construire des massifs en béton, qui s'opposent aux déboîtements et ruptures grâce à leur poids, on peut les associés à des fers d'amarrage, nécessaire même pour les conduites à joints soudés ou à brides si l'intensité des efforts en jeu l'exige. On peut distinguer :

- Butée d'extrémité en vue d'un essai hydraulique ;
- Butée sur un branchement ;
- Butée sur un code horizontal ;
- Butée sur un code vertical (NEMOUCHE AZIZ,2015)

VI.7. Technologie du réseau :

VI.7.1. Canalisations :

Les conduites choisies dans le cadre du notre projet d'AEP sont des conduites en Polyéthylène en Haute Densité (PEHD) pour des diamètres DN 100 à DN 350. La pression nominale des conduites retenue est PN 16 bar.

VI.7.1.1. Partie du réseau maille

Le réseau de distribution de la zone d'étude se compose de 05 mailles principales, enclavant la totalité du tissu urbain. La longueur totale du réseau maillé est de 6454m avec de le PEHD comme matériau, il est composé des diamètres suivants :

Tableau VI.1: tableau des diamètres normaliser DN (mm).

DN	100	110	125	150	200	250	350
Longueur	1842	1238	1062	1368	716	228	388
Nombre de conduite	5	2	2	4	2	1	1

VI.8. Pièces-Soudable :

Il entre sous la dénomination d'accessoire toute pièce montée sur le réseau des conduites. Ils sont généralement identifiés par deux éléments : le DN et la PN. Le réseau comporte différentes pièces électro-soudables, à savoir :

VI.8.1. Les vannes :

Elles isolent les différents tronçons du réseau lors d'une réparation sur l'un d'entre eux, en tournant une vis qui abaisse ou élève verticalement, une sorte de lentille. Ils en existent différent type.



Figures VI.3 : Vanne

VI.8.2. Les raccords

Elles permettent la liaison mécanique des canalisations secondaires aux canalisations principales de diamètres identiques ou variés (Les tés, les selle te, les croix, les prise-saturnes).



Figures VI.4: Les raccords.

VI.8.3. Les cônes de réductions à brides.

Ce sont des organes de raccordements en cas de changement de diamètre, du grand au petit et inversement.



Figures VI.5: Cône de réduction de brides.

VI.8.4. Lescoudes :

Ce sont des accessoires de déviation de la direction de circulation des eaux, ils existent en différents angles.



Figures VI.6: coudes

VI.9. Devis estimatif et quantitatif :

VI.9.1. Ouverture du tranché dans un terrain de toute nature V1:

Nous prenons pour exemple illustratif de calcul le diamètre DN=80mm ayant le linéaire le plus important du réseau. Le volume V1 de l'ouverture de tranché sera déterminé par la formule suivante :

$$V_1 = L \times I \times h \dots\dots\dots(VI.1)$$

Avec :

- V1 : volume de tranché en (m³)
- L : longueur de la conduite pour un diamètre D_{ext}=80mm, L = 906m
- I : largeur du tranché en (m).
- h : profondeur du tranché en(m).

Avec :

$$I=0.3+ D_{ext} +0.3 \dots\dots\dots(VI.2)$$

$$D'où : I= 0.3 + 0.1+ 0.3 = \mathbf{0,7m}$$

Et :

$$h= e + h_{tc} + h_1 \dots\dots\dots(VI.3)$$

Dont :

- h : profondeur du tranché
- e : épaisseur du lit de sable ; **e = 0.1m**
- h_{tc} : hauteur de terre criblé ; **htc=0.3m**
- h₁= hauteur de remblai ; **h₁ = 0.8 - 0.1- 0.3= 0.4m.**

Donc :

$$\mathbf{h= 0.1 + 0.3 + 0.4 = 0.8m}$$

On obtient comme résultat :

$$V_1 = 1842 \times 0.7 \times 0.8 \Rightarrow V_1=1031.52 \text{ m}^3$$

Tableau VI.2: Volume de terrassement V1

Diamètres (mm)	Volume de tranché V1 (m ³)
100	1031.52
110	703.18
125	615.96
150	820.80
200	798.08
250	155.04
350	295.88
Total	4420.46

VI.9.2. Volume de lit de sable V2:

$$V_2 = L \times I \times e \dots\dots\dots(VI.4)$$

Avec : e = 0.1m ;

$$V_2 = 1842 \times 0.7 \times 0.1 \Rightarrow V_2 = 128.94m^3$$

Tableau VI.3: Volume de lit de sable.

Diamètres (mm)	Volume de lit de sable V2
100	128.94
110	87.90
125	76.99
150	102.60
200	99.76
250	19.38
350	36.86
Total	552.43

VI.9.3. Volume de remblai en terre criblé :

$$V_3 = (htc \times L \times I) - V_c \dots\dots\dots(VI.5)$$

Avec :

- V3 : volume de terre criblé.
- htc : hauteur de remblai; htc =0.3m
- L : longueur du tranché; L=1418m
- I : largeur du tranché; I=0.68m
- Vc : volume de la conduite ; $V_c = (3,14 \times \frac{D_2^2}{4} \times L$

Avec D=63mm ;

$$V_c = \frac{3.14 \times 0.1^2}{4} \times 1842 \Rightarrow V_c = 14.46 \text{ m}^3$$

$$V_3 = (0.3 \times 1842 \times 0.7) - 14.46 \Rightarrow V_3 = 372.36 \text{ m}^3$$

Tableau VI.4 : Volume de terre crible.

Diamètres (mm)	Volume de terre crible
100	372.36
110	249.234
125	216.525
150	293.34
200	284.82
250	33.42
350	68.184
Total	1517.88

VI.9.4. Volume de remblai en terre tout venant :

$$V_4 = 0.4 \times L \times I \dots\dots\dots(VI.6)$$

$$V_4 = 0.4 \times 1842 \times 0.7 \Rightarrow V_4 = 515.76 \text{ m}^3$$

Tableau VI.5 : Volume de tout venant.

Diamètres (mm)	Volume de tout venant
100	515.76
110	351.592
125	307.98
150	410.4
200	399.04
250	63.84
350	110.192
Total	2158.80

VI.9.5. Volume évacuation

$$V_5 = V_2 + V_c \dots\dots\dots(VI.7)$$

$$V_5 = 128.94 + 14.46$$

$$V_5 = 143.4 \text{ m}^3$$

Tableau VI.6 : Volume d'évacuation.

Diamètres (mm)	Volume d'évacuation
100	143.4
110	102.36
125	91.45
150	117.06
200	114.22
250	33.84
350	51.32
Total	653.65

VI.9.6. Pose de grillage avertisseur :

$$G = \sum L \dots\dots\dots (VI.8)$$

$$G = 6842 \text{ ml}$$

Tableau VI.7 : longueur de grillages avertisseurs.

Diamètres (mm)	Grillage avertisseurs
100	1842
110	1238
125	1062
150	1368
200	1247
250	228
350	388
Total	6842

VI.9.7. Les regards de vanne :

Les vannes en PN=16 seront placées dans des regards ($L \times l \times h$) avec :

- L : longueur du regard = 1m.
- l : largeur du regard = 1m.
- h : profondeur du regard (variable) ; h=0.8m.

Le tampon qui est le couvercle du regard est conçu en fonte et lourd pour plus de sécurité. Le nombre de regards dépend du nombre de vannes installées : dans notre cas on a 4 vannes dans le réseau de distribution.

VI.9.8. Le Foureau :

C'est une conduite en acier qui a pour but une meilleure protection de la conduite d'AEP qui est insérée à l'intérieur de cette dernière servant à sécuriser la conduite d'AEP traversant les routes goudronnées contre les pressions occasionnées par la circulation des voitures, des camions.

Tableau VI.8 : Devis quantitatif et estimatif

N°	Désignation des travaux	U	Quantité	Prix unitaire	Montant
1	Fouille en tranchée d'une profondeur moyenne de 0.80m et d'une largeur moyenne 0.80m	M3	4420.46	800,00	3 536 368,00
2	Fourniture et pose d'un lit de sable de 0.10m d'épaisseur y/c toutes suggestions	M3	552.43	400,00	220 972,00
3	Remblai en terre criblée de 0.30m au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite y/c toutes suggestions	M3	1517.88	150,00	227 682,00
4	Remblai en terre tout venant y/c toute suggestion	M3	2158.80	150,00	323 820,00
5	Evacuation des terres excédentaires à la décharge à une distance de 06 km	M3	653.65	100,00	65 365,00
6	Fourniture et pose de conduites en PEHD PN 16y/c toutes suggestions :				
	Φ350	ML	388	23 425,60	9 089 132,80
	Φ250	ML	288	11 754,94	3 385 422,72
	Φ200	ML	1247	7 652,84	9 543 091,48
	Φ150	ML	1368	4 943,39	6 762 557,52
	Φ125	ML	1062	3 096,38	3 288 355,56
	Φ110	ML	1238	2 387,34	2 955 526,92
	Φ100	ML	1842	1 655,39	3 049 228,38
7	Fourniture et pose des TésPN16 en PEHD, Y compris toute sujétion:				
	Φ350/35	U	01	56 714,18	56 714,18
	Φ250/25	U	01	48 186,98	48 186,98
	Φ200/20	U	02	32 816,08	65 632,16
	Φ150/15	U	04	21 927,05	87 708,20
	Φ125/12	U	02	13 172,17	26 344,34
	Φ110/11	U	02	10 631,00	21 262,00
	Φ100/10	U	05	7 222,71	36 113,55

8	Fourniture et pose des cônes de réduction PN 16 Y compris toute sujétion				
	Φ350/ 20	U	02	32 584,86	65 169,72
	Φ350/ 25	U	01	35 607,08	35 607,08
	Φ250/15	U	01	26 915,01	26 915,01
	Φ250/12	U	01	22 486,25	22 486,25
	Φ200/15	U	03	11 744,67	35 234,01
	Φ150/10	U	01	6 248,24	6 248,24
	Φ150/11	U	02	8 820,09	17 640,18
	Φ150/12	U	02	7 556,59	15 113,18
	Φ125/10	U	01	4 076,34	4 076,34
	Φ110/10	U	01	2 806,93	2 806,93
9	Fourniture et pose des coudes en PEHD PN 16 Y compris toute sujétion ¼ :				
	Φ100	U	03	4 859,69	14 579,07
	Φ125	U	01	10 782,00	10 782,00
10	Fourniture et pose des vannes en PEHD PN 16 Y compris toute sujétion :				
	Φ350	U	01	81 866,05	81 866,05
	Φ200	U	02	31 484,70	62 969,40
	Φ150	U	02	23 939,29	47 878,58
	Φ100	U	02	16 093,36	32 186,72
11	Réalisation des regards de visite en béton armé dosé à 350 kg/m ³ y compris fouilles, tampon fixe en fonte série lourde, béton de propreté de 10 cm d'épaisseur et toutes sujétions de mise en œuvre Dim/Int:(1,00x1,00x0,80m) en simple nappe T12 , e=20 cm	ML	07	70 000,00	490 000,00
12	F/P de Grillage avertisseur de couleur bleu à 30 cm au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite.	ML	7373	100,00	737 300,00
13	F/P de poteaux d'incendie Φ 150	U	04	186 117,58	744 470,32
14	Gaine de protection de la conduite d'adduction	ML	20	2 575,68	51 513,60
15	La remise en état de la route	For fait	01	200 000,00	200 000,00
Montant Total HT					45 494 326,47
TVA 19%					8 643 922,03
Montant Total TTC					54 138 248,50

VI.10. Conclusion :

À travers ce chapitre, on a pu faire un calcul estimatif concernant le volume des travaux à réaliser (terrassment, fouille des tranchées pour la pose des conduites ainsi que les différents appareils et accessoires, remblayage des tranchées et réalisation des regards), la liste des conduites (longueurs et diamètres) ainsi que les appareils et accessoires.

De même, on a procédé ensuite au calcul du devis estimatif pour (POS 1), ce dernier était comme suit : Son devis estimatif s'élève à cinquante-quatre millions cent trente-huit mille, deux cents quarante-huit DA et cinquante centimes (toutes taxes confondues), c'est-à-dire 54 138 248.50 **DA**.

CONCLUSION

GENERALE

A partir de l'ensemble des informations recueillies et à travers cette étude on a présenté tout ce qui concerne le calcul de réseau de distribution du nouveau pôle BOURACHED DJADIDA « POS1 ». Ce projet a été étudié en tenant compte des conditions naturelles et tout en asseyant de satisfaire la demande des habitants.

A travers cette étude, on a présenté les calculs les différents besoins en eau potable, la capacité du réservoir en fonction de la population concernée par cet ouvrage, ensuite au dimensionnement du réseau de distribution et en terminant par un devis quantitatif et estimatif de notre projet de fin d'étude

Après la détermination des différents besoins en eau, on a estimé que le débit de pointe est de 90,30 l/s pour satisfaire l'agglomération future a ses besoins qui est transporter par une conduite en PEHD PN 16 bars de diamètre DN200mm, à partir de point de piquage sur la conduite d'adduction de AIN SKHOUNA - SAIDA vers le château d'eau projeté de 1200 m³ de capacité de et 18 m de diamètre situe à environ de 1191,06 m du site d'étude.

Au terme de notre étude on a opté le type d'un réseau maille pour la distribution avec des conduites en PEHD PN16 bars compose des différents diamètres entre 100 mm à 350 mm.

Par la suite, à l'aide du logiciel WaterCad, nous avons modélisé puis simulé le comportement hydraulique du réseau de distribution de nouveau pôle BOURACHED DJADIDA. Ce qui nous a permis d'avoir les diamètres optimaux de toutes les conduites et qui répondent aux conditions de pression et de vitesse acceptable.

Enfin, le devis estimatif et quantitatif de réalisation de ce projet est estimé à un montant de : **54 138 248.50 DA** toutes taxes confondues et pour toutes les opérations de réalisation.

Notre thème d'étude nous a permis d'élargir nos connaissances dans le domaine d'hydraulique urbaine et surtout en alimentation en eau potable.

1. **AGIRE** : « Rapport de synthèse des points d'eaux à travers LA COMMUNE DE SIDI AHMED », Agence de gestion intégrée des ressources en eau, Alger. **(2023)**.
2. **ARMANDO LENCASTRE**. :« Hydraulique » : Manuels d'enseignement ; Fluides, Mécanique des Génie hydraulique, Edition EYROLLES paris, **(1986)**.
3. **BAYARD Catalogue**, « Constructeur de robinetterie industriel », Edition 2004
4. **BELAIDI BILAL**: « Etude du réseau d'alimentation en eau potable de la commune d'AFIR w de Boumerdes», Mémoire de fin d'étude MASTER Hydraulique ; université ABDERRAHMANE MIRA, Bejaia **(2015/2016)**.
5. **BENEIDER**, « Etude des caractéristiques de climat des steppes », Bureau d'étude d'agronomie, 2005
6. **BONIN, J.** :« Hydraulique urbaine » : appliquée en agglomération de petite et moyenne Importance, Edition EYROLLES paris, **(1982)**.
7. **CHAFI, CHAFI** : « hydraulique appliquée », Cours et exercices, plateforme pédagogique de l'université Dr. Moulay TAHAR-Saïda ; Science et Technologie, **(2022)**
8. **DUPONT, A.** :« Hydraulique urbaine ». Tome I : Ouvrage de transport -élévation et distribution des eaux, Edition EYROLLES paris, **(1977)**.
9. **DUPONT, A.** :« Hydraulique urbaine ». Tome II : Ouvrage de transport -élévation et distribution des eaux, Edition EYROLLES paris, **(1979)**.
10. **Iskounen, Y.**,« Cours hydraulique AEP v1 », Algérie, **(2015)**
11. **J, BONNIN**. :« Hydraulique urbaine I » : captage – réseaux d'adduction – réservoir – réseaux de distribution – équipements – pompes – petites centrales hydraulique, Edition EYROLLES paris, **(1977)**.
12. **JOËL CHARRE**« Principes fondamentaux de la théorie de l'hydraulique moderne », Université agrégé à l'Université d'Avignon, 2007

REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUE

- 13. KHAMER BILAL :** « Dimensionnement du réseau d'alimentation en eau potable du POS "A" de la ville d'Ain Beida », Mémoire de fin d'étude MASTER Hydraulique ; université LARBI BEN M'HIDI, OUM EL BOUAGHI (2011/2012).
- 14. M. MAHMOUD,** « Le climat en Algérie », Office national météorologique, 2022
- 15. M.BELKACEM. A :**« Diagnostic et optimisation du fonctionnement du réseau d'alimentation en eau potable de la ville de TIPAZA par logiciel water CAD »Mémoire de fin d'étude MASTER Hydraulique, université Saad DAHLAB - BLIDA 1 ,(2015/2016)
- 16. M. BELLOUT.A, USTHB,** «Etude du réseau d'adduction et de distribution pour l'alimentation en eau potable du centre ville de BENI AMRAN wilaya de BOUMERDES», 2015
- 17. NEMOUCHE AZIZ :** « Renforcement de réseau d'AEP des quinze villages de Barkouka commune de Maatkas wilaya de Tizi-Ouzou », Mémoire de fin d'étude MASTER Hydraulique ; université ABDERRAHMANE MIRA, BEJAIA (2014/2015).
- 18. OFFICE NATIONAL METEOROLOGIQUE** « La série pluviométrique de BOURACHED, Commune de SIDI AHMED 1991-2021»
- 19. STOUTAH AGHILAS :** « Réhabilitation de la chaine d'adduction des villages tifritine, tizi et tagma, commune de feraoun w de bejaia », Mémoire de fin d'étude MASTER Hydraulique ; université ABDERRAHMANE MIRA, BEJAIA (2020/2021).
- 20. TAKABECHT TAHAR :** « Alimentation en eau potable de la nouvelle ville d'Oued Falli », Mémoire de fin d'étude MASTER PROFESSIONNEL en génie civil ; université MOULOUD MAMMERI, TIZI-OUZOU(2019/2020).
- 21. URBAT :**«Rapport d'étude de pos1 BOURACHED DJADIDA COMMUNE DE SIDI AHMED », Bureau d'étude et réalisation en urbanisme, Tiaret. (2022).
- 22. ZOUNGRANA, D. :**« Cours d'approvisionnement en Eau potable » : Ecole Inter - Etats Ingénieurs de L'Equipement Rural, (2003).

SITE D'INTERNET

1. <https://www.bayard.fr/>, 2004
2. <https://univ-avignon.fr/> , Joël Charre,2007
3. <https://www.meteo.dz/> , M. Mahmoud ,2012
4. <https://fr.linkedin.com/nicolas-gautier> , 2016
5. <https://cours-exercices.org/>, Ayoub.e et Amal.T, 2019
6. <http://documentation.2ie-edu.org/>, Joseph P, 2022
7. <https://aquarem-environnement.fr/>, 2022