

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Dimensionnement du réseau d'alimentation en eau potable de la zone Boukerroucha (w. Boumerdes).

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0002-21

APA Citation (توثيق APA):

Babaci, Massilia (2021). Dimensionnement du réseau d'alimentation en eau potable de la zone Boukerroucha (w. Boumerdes)[Mem Ing, ENSH].

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

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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

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

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

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

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

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

THEME :

**DIMENSIONNEMENT DU RESEAU D'ALIMENTATION
EN EAU POTABLE DE LA ZONE BOUKERROUCHA
(W.BOUMERDES)**

Présenté par :
BABACI Massilia

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
DJELLAB Mohamed	Professeur	Président
BOUKHELIFA Mustapha	M.C.B	Examineur
HACHEMI Abdelkader	M.C.B	Examineur
MOKRANE Wahiba	M.A.A	Promotrice

Session Juin 2021

Dédicace

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

Ma chère mère : Malika

Mon cher père : Rabah

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

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

Je le dédie également à :

Mes sœurs et mes frères : Nadia, Nassima, Mélissa, Youcef, Achour, Kamel, Sofiane.

A tous les membres de ma famille, grands et petits.

A tous mes amis(e).

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

Et à toute la promotion 2019/2020 de l'hydraulique.

BABACI Massília

Remerciements

Je tiens tout d'abord à remercier DIEU le tout puissant de m'avoir donné la force, la volonté et la patience afin d'achever ce modeste travail.

Je tiens à exprimer mes vifs remerciements à mes chers parents qui ont toujours été là pour moi, m'ont encouragée et soutenue durant le long parcours dans mes études.

J'adresse mes forts remerciements à ma promotrice Mme W.MOKRANE pour son encadrement, ses orientations, ses judicieux conseils, et pour son suivi et son aide durant toute la période du travail.

Je tiens aussi à remercier les membres du jury qui me feront l'honneur d'examiner et de juger mon travail.

Mes remerciements s'adressent également à tous les enseignants qui ont contribué à ma formation du primaire jusqu'au cycle universitaire et particulièrement les enseignants de l'ENSH.

Et enfin, je remercie tous ceux qui de près ou de loin ont participé à l'élaboration de ce mémoire.

BABACI Massília

الملخص :

تتمثل دراستنا في إمداد منطقة 'بوكروشة' بولاية بومرداس بمياه الشرب عن طريق تركيب نظام يتوافق مع السكنات الحالية والمقترحة أيضاً من أجل ضمان التوزيع على المدى الطويل بالنظر إلى مشروع لتوسيع المنطقة.

سيتم تزويد شبكة المدينة الجديدة بخزان مخطط له في أعلى المنطقة، وسيتم تزويده من خلال نظام نقل ومحطة ضخ مصممة التي تقوم بضخ المياه التي تتلقاها بالجاذبية من خزان " فوعيص " 1500 م³

الكلمات المفتاحية : ماء صالح للشرب ؛ نقل ؛ محطة الضخ ؛ خزان.

Résumé :

Notre étude consiste à alimenter la zone de Boukerroucha wilaya de Boumerdès, en eau potable en lui installant un système conforme aux habitats existants et aussi proposés afin d'assurer une distribution à long terme vu le projet de l'extension de la zone.

Le nouveau réseau de la ville va être alimenté par un réservoir projeté juste à l'amont de la zone, ce dernier sera alimenté par un système d'adduction et une station de pompage projetée qui va refouler l'eau qu'elle reçoit gravitairement à partir du réservoir « FOES » 1500 m³.

Mots-clés : Eau potable ; Adduction ; Station de pompage ; Réservoir.

Abstract :

This study consists in supplying the Boukerroucha area of Boumerdes Province with drinking water by installing a system that complies with existing and proposed habitats in order to ensure long-term distribution regarding the project of extending the area.

The new city network will be supplied by a reservoir projected just upstream of the area, the latter will be supplied by a conveyance system and a projected pumping station which will return the water it receives by gravity from the « FOES » reservoir 1500 m³.

Keywords: Potable water; Adduction ; Pumping station; Reservoir.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE	1
------------------------------------	----------

Chapitre I : Contexte actuel de la zone d'étude

Introduction :.....	3
I.1. Situation géographique :	3
I.2. Situation topographique :.....	4
I.3. Situation géologique :	4
I.4. Situation climatologique :.....	5
I.4.1. Le climat :	5
I.4.2. La température :	5
I.4.3. La pluviométrie :.....	5
I.5. Situation démographique :	6
I.6. La sismicité :.....	8
I.7. Situation hydraulique :.....	9
I.7.1. Variante actuelle :	9
I.7.2. Variante projetée :	9
Conclusion :.....	10

Chapitre II : Besoins et ressources en eau

Introduction :.....	12
II.1. Evaluation de la population :.....	12
II.2. Evaluation de la population des logements proposés :.....	13
II.3. Evaluation de la consommation moyenne journalière de l'agglomération :	14
II.3.1. Débit moyen journalier domestique :	14
II.3.2. Le débit moyen journalier pour les équipements :.....	15
II.3.3. Récapitulation des besoins en eaux totaux de la localité :	17
II.4. Evaluation de la consommation journalière maximale :.....	17
II.5. Evaluation de la consommation journalière minimale :	18
II.6. Etude de la variation des débits horaires :	19
II.6.1. Débit moyen horaire :.....	19
II.6.2. Débit maximal horaire :	19
II.6.3. Débit minimal horaire :.....	20
II.7. Comparaison entre les ressources et les besoins :	21

Conclusion :	22
--------------------	----

Chapitre III : Etude de l'adduction

Introduction :	24
III.1. Notions générales sur les adductions :	24
III.1.1. Types d'adductions :	24
III.2. Choix du tracé des adductions :	25
III.3. Choix du matériau des conduites :	25
III.4. Etude de l'adduction :	26
III.4.1. Etude de l'adduction par refoulement :	27
III.4.1.1. Calcul du diamètre économique de la conduite de refoulement :	28
III.4.1.2. Calcul des pertes de charge :	28
A- Pertes de charge linéaires :	29
B- Pertes de charge singulières :	30
III.4.1.3. Hauteur manométrique totale :	30
III.4.1.4. Puissance absorbée par la pompe :	31
III.4.1.5. Energie consommée par la pompe :	32
III.4.1.6. Frais d'exploitation :	32
III.4.1.7. Frais d'investissement :	32
III.4.1.8. Bilan :	33
Conclusion :	35

Chapitre IV : Etude du stockage

Introduction :	37
IV.1. Notions générales sur les réservoirs :	37
IV.1.1. Rôle des réservoirs :	37
IV.1.2.1. Du point de vue technique :	38
IV.1.2.2. Du point de vue économique :	38
IV.1.3. Classification des réservoirs :	38
IV.1.3.1. Classification selon le matériau de construction :	38
IV.1.3.2. Classification selon la situation des lieux :	39
IV.1.3.3. Classification selon la forme géométrique :	40
IV.1.3.4. Classification selon l'usage :	40
IV.1.4. Emplacement des réservoirs :	40
IV.1.5. Equipements des réservoirs d'alimentation :	41

IV.1.5.1. Conduite d'arrivée ou d'adduction :	41
IV.1.5.2. Conduite de distribution ou de départ :	43
IV.1.5.3. Conduite de trop-plein :	43
IV.1.5.4. Conduite de vidange :	43
IV.1.5.5. Conduite de by-pass :	44
IV.1.5.6. Matérialisation de la réserve d'incendie :	45
IV.2. Calcul de l'ouvrage de stockage :	45
IV.2.1. Calcul analytique de la capacité du réservoir projeté :	46
IV.2.2. Dimensionnement du réservoir projeté :	48
IV.2.2.1. La section du réservoir :	48
IV.2.2.2. Diamètre du réservoir :	48
IV.2.2.3. La hauteur de la réserve d'incendie :	48
IV.3. Entretien des réservoirs et hygiène :	49
Conclusion :	51

Chapitre V : Etude de la distribution

Introduction :	53
V.1. Choix du type du réseau de distribution :	53
V.1.1. Les réseaux ramifiés :	53
V.1.2. Les réseaux maillés :	54
V.1.3. Les réseaux mixtes :	55
V.2. Conception d'un réseau :	56
V.3. Calcul hydraulique du réseau de distribution :	56
V.3.1. Déterminer les débits du réseau :	56
V.3.1.1. Débit spécifique :	57
V.3.1.2. Débit en route :	57
V.3.1.3. Débit aux nœuds :	58
V.3.1.3.A- Cas de pointe :	58
V.3.1.3.B- Cas de pointe + incendie :	60
V.3.2. Répartition arbitraire des débits :	60
V.3.2.1. Présentation du logiciel EPANET :	60
V.3.2.2. Méthode de calcul du logiciel EPANET :	60
V.3.2.3. Les étapes d'utilisation du logiciel EPANET :	61
V.3.2.4. Résultats de la simulation du réseau avec EPANET :	62

V.3.2.4.A. Les diamètres et les vitesses des conduites (cas de pointe) :.....	63
V.3.2.4.B. Les altitudes et les pressions au niveau des nœuds (cas de pointe) :	64
V.3.2.4.C. Les diamètres et les vitesses des conduites (cas de pointe + incendie) :	66
V.3.2.4.D. Les altitudes et les pressions au niveau des nœuds (cas de pointe + incendie) :	
.....	67
V.3.3.1. Interprétation des résultats (cas de pointe) :	69
V.3.3.2. Interprétation des résultats (cas de pointe + incendie) :	69
Conclusion :	75

Chapitre VI : Pose et protection des conduites

Introduction :	77
VI.1. Type de pose de canalisation :	77
VI.1.1. Pose de canalisation dans un terrain ordinaire :	77
VI.1.2. Pose de conduite dans un terrain peu consistant :	78
VI.1.3. Pose de conduites dans un terrain marécageux :	78
VI.1.4. Pose de canalisation en galerie :	79
VI.1.5. Traversée d'une rivière :	79
VI.1.6. Pose sans ouverture de tranchée :	80
VI.1.6.1. Pose par fonçage :	80
VI.1.6.2. Pose par forage dirigé :	81
VI.1.7. Pose en pente :	81
VI.2. Equipement du réseau de distribution (Appareils et accessoires) :	82
VI.2.1. Les canalisations :	82
VI.2.2. Robinets vannes :	82
VI.2.3. Ventouses :	83
VI.2.4. Bouches ou poteau d'incendie :	84
VI.2.5. Clapets :	84
VI.2.6. Régulateurs de pression :	84
VI.2.7. Les raccords :	84
VI.2.8. Organes de mesure :	85
VI.2.8.1. Mesure de débit :	85
VI.2.8.2. Mesure de la pression :	86
Conclusion :	86

Chapitre VII: Organisation des travaux

Introduction :	88
VII.1. Différents travaux à entreprendre :	88
VII.1.1. Travaux concernant la mise en place des canalisations :	88
VII.1.2. Travaux concernant le réservoir projeté :	91
VII.2. Définitions des engins de terrassement utilisés :	92
VII.2.1. La bétonnière :	92
VII.2.2. Pelle hydraulique :	92
VII.2.3. Bulldozer :	93
VII.2.4. Chargeur :	93
VII.2.5. Compacteur :	93
VII.3. Volumes des travaux de distribution et de l'adduction :	94
VII.3.1. Volume à excaver :	94
VII.3.2. Volume du lit de sable :	95
VII.3.3. Volume de la conduite :	95
VII.3.4. Volume des remblais compactés :	96
VII.4. Calcul des volumes des travaux de réservoir projeté :	97
VII.4.1. Calcul du volume des déblais :	97
VII.4.2. Calcul du volume du tout-venant :	98
VII.4.3. Calcul du volume du béton de propreté :	98
VII.4.4. Calcul du volume du béton armé :	99
VII.4.5. Calcul du volume du remblai compacté :	101
VII.4.6. Calcul du volume de la maçonnerie :	102
VII.5. Calcul des coûts des travaux :	102
VII.6. Planification des travaux :	103
Conclusion :	106
CONCLUSION GENERALE	107

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I : Contexte actuel de la zone d'étude

Tableau I-1 : Température moyennes entre (1982-2012).....	5
Tableau I-2 : Pluie moyenne mensuelle entre (1982-2012)	6
Tableau I-3 : Evaluation de la population	6
Tableau I-4 : Récapitulatif des habitats proposés.....	7
Tableau I-5 : Récapitulatif des équipements proposés et existants	7

Chapitre II : Besoins et ressources en eau

Tableau II-1 : Evaluation de la population.....	12
Tableau II-2 : Récapitulatif des programmes proposés.....	13
Tableau II-3 : Evaluation de la population tenant compte des logements proposés	13
Tableau II-4 : Dotation en fonction de nombre d'habitants	14
Tableau II-5 : Détermination des besoins moyens journalier domestiques	14
Tableau II-6 : Détermination des besoins moyens journaliers des équipements à terme actuel 2020	15
Tableau II-7 : Récapitulation des besoins en eaux totaux	17
Tableau II-8 : Débit maximal journalier de la ville de Boukerroucha	18
Tableau II-9 : Débit minimal journalier de la ville de Boukerroucha	18
Tableau II-10 : Les valeurs de β_{max} en fonction de la population	20
Tableau II-11 : Les valeurs de β_{min} en fonction de la population.....	21

Chapitre III : Etude de l'adduction

Tableau III-1 : Calcul de la hauteur manométrique total HMT	31
Tableau III-2 : Calcul de la puissance absorbée par la pompe.....	31
Tableau III-3 : Calcul de l'énergie consommée par la pompe et les frais d'exploitation.....	32
Tableau III-4 : Calcul des frais d'investissement	33
Tableau III-5 : Bilan des frais	34
Tableau III-6 : Caractéristiques de la conduite de refoulement	35

Chapitre IV : Etude du stockage

Tableau IV-1 : Evaluation du volume utile du réservoir projeté.....	46
Tableau IV-2 : Caractéristiques du réservoir projeté	49

Chapitre V : Etude de la distribution

Tableau V-1 : Détermination des débits aux noeuds dans le cas de pointe.....	58
Tableau V-2 : Formules de perte de charge totale pour toute la longueur de la canalisation ..	61
Tableau V-3 : Résultats de la simulation pour les conduites du réseau dans le cas de pointe .	63
Tableau V-4 : Résultats de la simulation pour les noeuds du réseau dans le cas de pointe.	64
Tableau V-5 : Résultats de la simulation pour les conduites du réseau dans le cas de pointe + incendie	66
Tableau V-6 : Résultats de la simulation pour les noeuds du réseau dans le cas de pointe + incendie	67
Tableau V-7 : Résultats de la simulation pour les conduites du réseau dans le cas de pointe (avec vanne)	70
Tableau V-8 : Résultats de la simulation pour les noeuds du réseau dans le cas de pointe (avec vanne).....	71
Tableau V-9 : Résultats de la simulation pour les conduites du réseau dans le cas de pointe + incendie (avec vanne).....	73
Tableau V-10 : Résultats de la simulation pour les noeuds du réseau dans le cas de pointe + incendie (avec vanne).....	74

Chapitre VII : Organisation des travaux

Tableau VII-1 : Calcul du volume du déblai du réseau de distribution et de l'adduction.....	94
Tableau VII-2 : Calcul du volume du lit de sable	95
Tableau VII-3 : Calcul des volumes des conduites	96
Tableau VII-4 : Calcul des volumes des remblais compactés.....	97
Tableau VII-5 : Calcul des volumes des déblais pour le réservoir projeté et la chambre de manoeuvres.....	98
Tableau VII-6 : Calcul du volume tout-venant pour le réservoir	98
Tableau VII-7 : Calcul du volume du béton de propreté pour le réservoir	98
Tableau VII-8 : Calcul du volume du béton armé pour le réservoir	99
Tableau VII-9 : Calcul du volume du béton armé pour la coupole du réservoir.....	100
Tableau VII-10 : Calcul du volume du béton armé de la chambre de manoeuvre.....	101
Tableau VII-11 : Coût des travaux du réseau de distribution et d'adduction.....	102
Tableau VII-12 : Coût des travaux du réservoir projeté.....	103
Tableau VII-13 : Bilan des coûts.....	103

Tableau VII-14 : Durée de réalisation des opérations de l'adduction.....	104
Tableau VII-15 : Durée de réalisation des opérations du réservoir.....	104
Tableau VII-16 : Durée de réalisation des opérations de la distribution.....	105

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : Contexte actuel de la zone d'étude

Figure I-1 : Situation géographique de Boukerroucha.....	3
Figure I-2 : Cadre structural et géologique de la Wilaya de Boumerdès	4
Figure I-3 : Carte sismique d'Algérie	8

Chapitre III : Etude de l'adduction

Figure III-1 : Schéma de la première variante.....	26
Figure III-2 : Schéma de la deuxième variante	27
Figure III-3 : Cout total (frais d'investissement + frais d'exploitation) en fonction du diamètre.....	34

Chapitre IV : Etude du stockage

Figure IV-1 : Réservoir Semi-enterré cylindrique	39
Figure IV-2 : Réservoir surélevé	40
Figure IV-3 : Arrivée par le haut (Chute libre)	42
Figure IV-4 : Arrivée par le haut (Noyé)	42
Figure IV-5 : Arrivée par-dessous (Par le fond).....	42
Figure IV-6 : Arrivée par dessous (Par le bas).....	42
Figure IV-7 : Conduite de distribution	43
Figure IV-8 : Conduite du trop-plein et de vidange	44
Figure IV-9 : Conduite de by-pass (N =3)	44
Figure IV-10 : Matérialisation de la réserve d'incendie.....	45
Figure IV-11 : L'évaluation de résidu dans le réservoir en fonction du temps.....	47

Chapitre V : Etude de la distribution

Figure V-1 : Schéma du réseau ramifié.....	54
Figure V-2 : Schéma du réseau maillé	55
Figure V-3 : Schéma du réseau mixte	55
Figure V-4 : Vitesse et pression pour le cas de pointe	65
Figure V-5 : Vitesse et pression pour le cas de pointe + incendie	68
Figure V-6 : Vitesse et pression pour le cas de pointe (avec vanne).....	72
Figure V-7 : Vitesse et pression pour le cas de pointe + incendie (avec vanne).....	75

Chapitre VI : Pose et protection des conduites

Figure VI-1 : Pose de conduite en tranchée dans un terrain ordinaire	77
Figure VI-2 : Pose de conduite en tranchée dans un terrain peu consistant.....	78
Figure VI-3 : Pose de conduite en tranchée dans un terrain marécageux	78
Figure VI-4 : Pose de conduite en galerie	79
Figure VI-5 : Traversée d'une rivière	80
Figure VI-6 : Pose par fonçage	80
Figure VI-7 : Pose par forage dirigé.....	81
Figure VI-8 : Robinets vanne à opercule.....	82
Figure VI-9 : Les vannes papillons	83
Figure VI-10 : Ventouse.....	83
Figure VI-11 : Clapets anti-retours	84
Figure VI-12 : Pièces spéciales du raccord	85
Figure VI-13 : Débitmètres déprimogènes	85
Figure VI-14 : Manomètre à soufflet	86

Chapitre VII : Organisation des travaux

Figure VII-1 : Pose en tranchée.....	89
Figure VII-2 : Lit de pose.....	89
Figure VII-3 : Appui des conduites.....	90
Figure VII-4 : Remblayage des tranchées	91
Figure VII-5 : Une bétonnière	92
Figure VII-6 : Une pelle hydraulique	92
Figure VII-7 : Bulldozer.....	93
Figure VII-8 : Chargeur.....	93
Figure VII-9 : Compacteur.....	94
Figure VII-10 : Réseau de planification des tâches pour adduction	105
Figure VII-11 : Réseau de planification des tâches pour réservoir projeté	106
Figure VII-12 : Réseau de planification des tâches pour distribution.....	106

LISTE DES PLANCHES

Planche N°1 : Réseau de distribution.

Planche N°2 : Schéma synoptique.

Planche N°3 : Profil en long de la conduite principale.

Planche N°4 : Carnet des nœuds.

INTRODUCTION GENERALE

L'eau potable propre est l'un des besoins les plus fondamentaux de notre physiologie. Depuis leurs origines, les êtres humains ont été très sensibles à la quantité et la qualité de l'eau.

Dans le monde présent, l'eau participe à toutes les activités quotidiennes notamment, domestiques, industrielles et agricoles ce qui la rend un élément récepteur exposé à tous les genres de pollution. Le phénomène de la pollution contribue de façon considérable à la diminution des ressources en eau potable qui sont limitées et inégalement réparties dans l'espace et dans le temps, ce qui impose de tenir compte de la satisfaction des besoins.

Pour cette raison, il faut faire une très bonne stratégie pour la protection et la gestion de ces ressources et réduire le gaspillage et les pertes en maintenant et en entretenant des réseaux existants et voire même des rénovations complètes des vieilles installations quand la situation s'impose.

La bonne gestion d'un système d'alimentation en eau potable exige un bon dimensionnement du réseau pour assurer les besoins de l'agglomération à l'horizon.

C'est dans ce contexte que s'inscrit le thème de mon mémoire de fin d'étude qui consiste en une rénovation totale du réseau d'alimentation en eau potable de la zone de Boukerroucha pour répondre confortablement à la demande projetée à notre horizon d'étude 2050. Pour cela le travail va être partagé en sept chapitres :

Présentation du contexte actuel du site : situation géographique, topographique, géologique, climatologique, démographique et hydraulique dans le chapitre I.

Le calcul des besoins en eau de la zone d'étude à l'année actuelle et à l'horizon d'étude, est présenté successivement dans le chapitre II.

Le choix du tracé et le type des matériaux de canalisations, l'étude technico-économique pour le dimensionnement de la conduite de refoulement est exposé dans le chapitre III.

Les différents calculs des réservoirs de stockage sont présentés dans le chapitre IV.

Les différents calculs du réseau de distribution sont présentés dans le chapitre V.

Le principe de pose des canalisations et accessoires sont exposés dans le chapitre VI.

Le chapitre VII sera pour le calcul des volumes des travaux de la conduite d'adduction, des conduites du réseau et donner quelques types des engins qui sont utilisés dans les chantiers.

Chapitre I : Contexte actuel de la zone d'étude

Chapitre I : Contexte actuel de la zone d'étude

Introduction :

Au moment de décider de réaliser un projet d'alimentation en eau potable, des données sont les préalables pour le bon lancement de celui-ci. Pour cela, on présente dans ce chapitre les différentes caractéristiques de notre zone d'étude qui concernent les situations, géographique, topographique, climatologique, démographique et hydraulique.

I.1. Situation géographique :

La wilaya de BOUMERDES, dans son découpage administratif dispose de 09 Daïras et 32 communes.

Notre zone d'étude est distante de 2 km du chef-lieu de la commune de Boumerdes, elle est limitée :

- Au Nord, par la voie goudronnée qui mène vers la station d'épuration (ONA) de Boumerdès ; [2]
- Au sud, par les limites communales avec la commune de Tidjelabine et la nouvelle autoroute (Boumerdes-Tidjelabine) ; [2]
- A l'est, par la ligne électrique haute tension ; [2]
- A l'ouest par la conduite de gaz, une falaise et la Chaabat. [2]

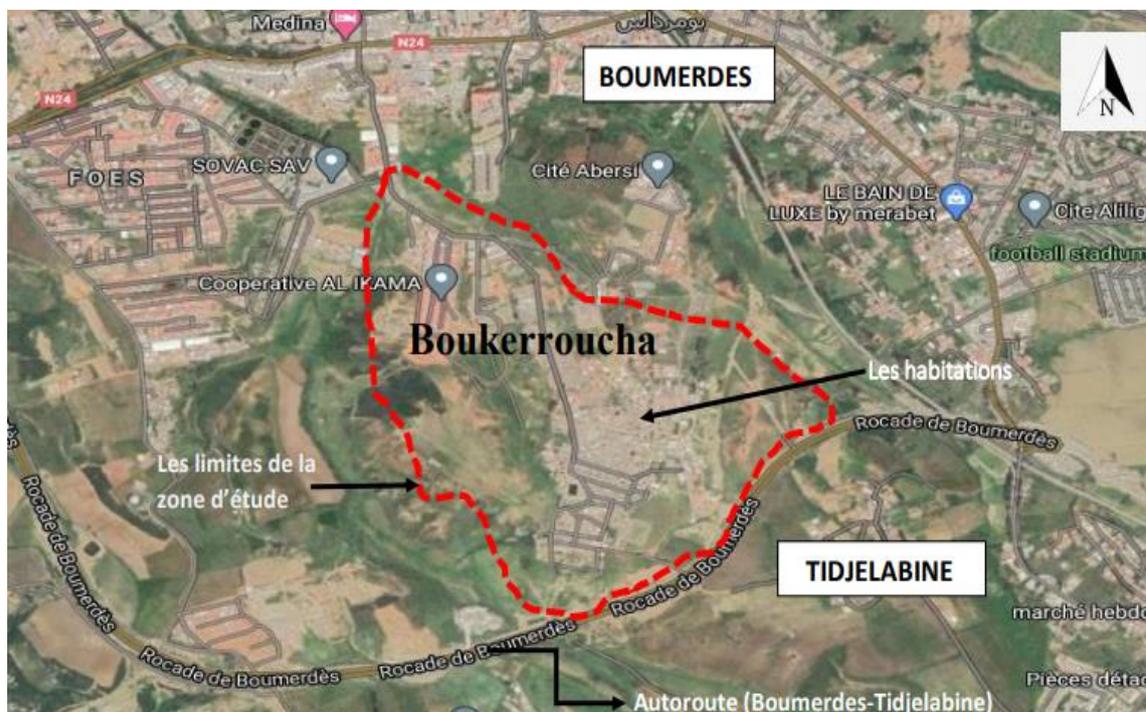


Figure I-1 : Situation géographique de Boukerroucha

Source : (Google Earth).

I.2. Situation topographique :

La région de Boukerroucha appartient, du point de vue topographique au plateau du chef-lieu de la wilaya de Boumerdès qui se caractérise par des plaines et des vallées.

L'air d'étude s'étale sur une surface totale de 47.40 ha. Avec une altitude maximale de 96 m et des pentes comprises entre 9 % et 37 %.

I.3. Situation géologique :

Notre région d'étude fait partie de l'ensemble géologique de l'Atlas Tellien, zone Alpine de l'Afrique du Nord, caractérisée par sa complexité lithologique et structurale. [9]

Les sols sont constitués principalement de d'argiles et quelques boutonnières de Socle (calcaires marmorisés, marbre...) auxquels s'associent des corps magmatiques (granite, rhyolite, basalte...).

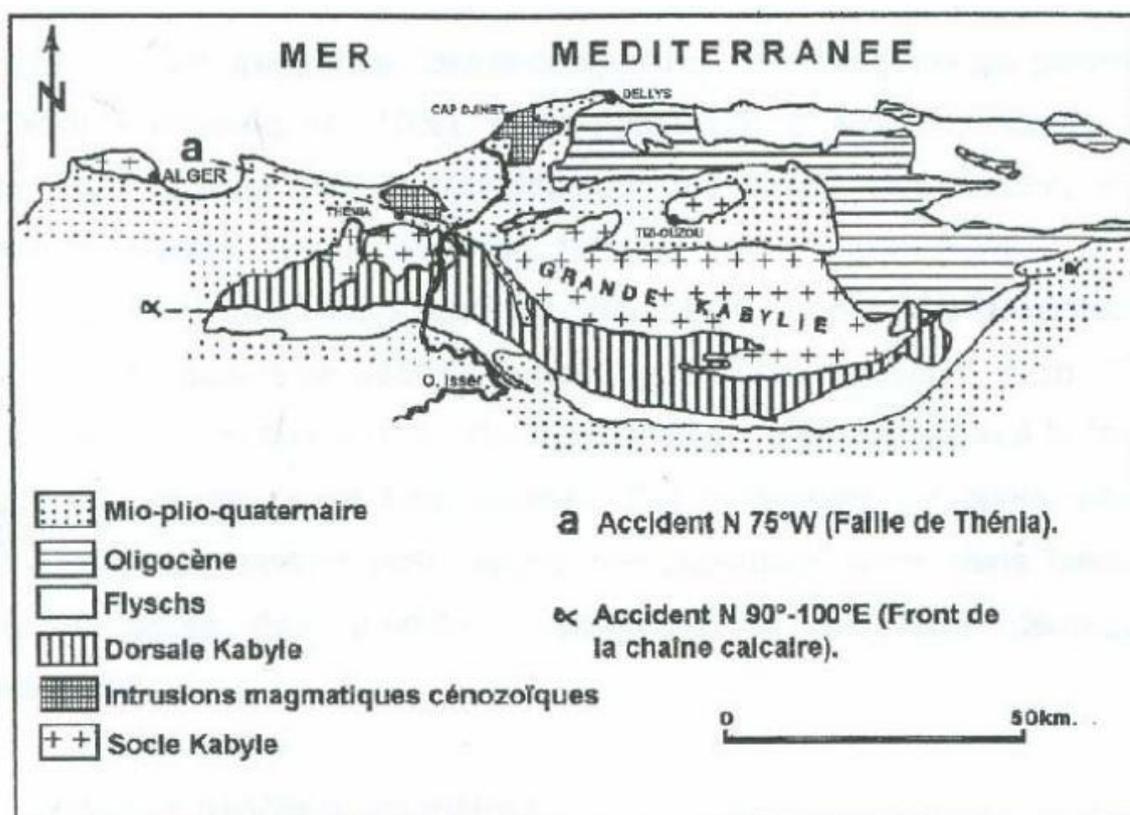


Figure I-2 : Cadre structural et géologique de la Wilaya de Boumerdès.

Source : (DRE Boumerdes).

I.4. Situation climatologique :

Le changement climatique a des impacts directs sur les ressources naturelles, les écosystèmes et les sociétés. Le secteur de l'eau est parmi les secteurs les plus affectés et les impacts du dérèglement climatique sur le cycle de l'eau sont différenciés selon les régions du monde.

Donc le climat est un facteur important pour tout projet d'alimentation en eau potable ou toute étude hydraulique.

I.4.1. Le climat : [11]

La région de Boukerroucha est caractérisée par un climat méditerranéen :

- Hivers froids et humides ;
- Etés chauds et secs.

I.4.2. La température : [11]

La connaissance de la température de la région d'étude est un élément fondamental pour un bon choix de matériaux.

La distribution mensuelle de la température de la région étudiée est présentée dans le tableau suivant :

Tableau I-1 : Température moyennes entre (1982-2012)

mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout
T Moy (°c)	23.9	19.8	15.5	12.3	11.2	11.7	13.7	15.7	18.8	22.3	25.3	26.3
T Moy Minimale (°c)	19.4	15.3	11.3	7.8	6.8	7.3	9.2	11	14	17.4	19.9	20.8
T Moy Maximale (C°)	28.4	24.4	19.7	16.3	15.7	16.2	18.3	20.5	23.6	27.2	30.8	31.9

Source (Climate-Data.org /AM OP /OpenstreetMap contributors)

I.4.3. La pluviométrie :

La pluviométrie annuelle varie entre 500 mm et 1300 mm par an ce qui fait une région à vocation agricole par excellence.

La répartition mensuelle des pluies est représentée par le tableau suivant :

Tableau I-2 : Pluie moyenne mensuelle entre (1982-2012)

mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout
Pm (mm)	37	76	106	130	108	84	74	60	41	17	2	4

Source (Climate-Data.org /AM OP /OpenstreetMap contributors)

I.5. Situation démographique :

La population de la région de Boukerroucha a été estimée à partir du recensement de l'année 2008.

D'après la DRE de Boumerdès le taux d'accroissement annuel étant donc de 3,34%, pour cela on peut estimer le nombre d'habitants pour différents horizons en utilisant la loi des accroissements géométriques donnée par la relation suivante :

$$P_n = P_0 \cdot (1+T)^n \dots\dots\dots (I-1)$$

Avec :

- P_n : population future à un horizon prévue ;
- P_0 : population de base ou de l'année de référence ;
- n : nombre d'année séparant l'horizon de calcul de l'année de référence ;
- T : le taux d'accroissement annuel de la population.

L'évaluation de la population est résumée dans le tableau suivant :

Tableau I-3 : Evaluation de la population

Années	2008	2020	2050
Nombre d'habitants	1552	2302	6168

Sur le tableau suivant, on a récapitulé les habitats proposés :

Tableau I-4 : Récapitulatif des habitats proposés

N°	Désignation	Nombre	Observation
01	Habitat semi collectif proposé	40 logt	
02	Habitat collectif proposé	130 logt	
03	Habitat individuel type villa (Coopérative immobilière El Ikama)	13 logt	En cour d'achèvement
04	Habitat collectif (Coopérative immobilière El Ikama)	340 logt	En cour d'achèvement
05	Habitat collectif réservé pour Construction à usage commercial et d'habitation résidence	48 logt	En cour d'achèvement
06	Habitat individuel proposé	655 logt	
Total Logements		1226 logt	

Les équipements proposés et existants, sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau I-5 : Récapitulatif des équipements proposés et existants

Numéro	Désignation	Nombre	Surface (m²)
01	Rénovation d'une École Ben SAID MESAOUUD	01	3158,00
02	Sureté Urbaine	01	700,00
03	Antenne APC	01	358,00
04	Antenne PTT	01	340,00
05	Réserve équipement public	01	2050,00
06	Réserve équipement public	01	2952,00
07	Réserve équipement public	01	3697,00
08	Réserve équipement public	01	1728,00
09	Matico (matériel gazon artificiel)	01	1762,00

Tableau I-5 : Récapitulatif des équipements proposés et existants (suite).

Numéro	Désignation	Nombre	Surface (m ²)
10	Esplanade publique	01	4563,00
11	Mosquée	01	1741.00
12	Salle de soins + Logts de fonction (en cours d'achèvement)	01	300.00
13	Zaouïa	01	500.00
14	Salle de soins + Logts de fonction	01	1500.00

I.6. La sismicité :

L'Algérie, au cours de son histoire, elle a connu plusieurs séismes de forte magnitude, la tectonique active est localisée dans la région nord du pays.

Comme cela fut le cas lors du dernier séisme de Boumerdes du 21 mai 2003 et qui a généré des pertes humaines et matérielles importantes, sa magnitude était 6.8 dont l'épicentre se situait dans la commune de Zemmouri. [9]

Le territoire algérien est divisé en quatre zones sismiques :

- Zone 0 : sismicité négligeable ;
- Zone I : sismicité faible ;
- Zone II : sismicité moyenne ;
- Zone III : sismicité forte.

Notre région est classée en zone III, vu qu'elle a été touchée par ce séisme.

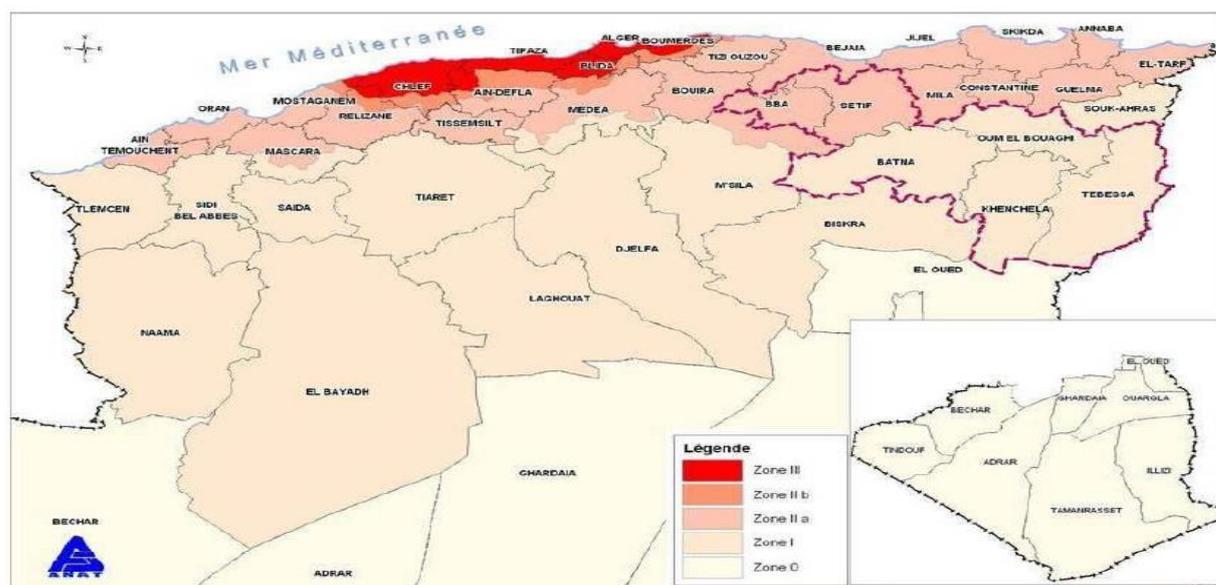


Figure I-3 : Carte sismique d'Algérie. Source : (DRE Boumerdes).

I.7. Situation hydraulique :

Boukerroucha est parmi les régions qui subissent les affres de la pénurie et cela est dû à l'insuffisance des ressources hydriques.

Pour satisfaire les besoins des habitants existants, proposés et même la partie à aménager il faut une bonne mise à niveau du réseau en corrélation avec les ressources mobilisées.

I.7.1. Variante actuelle : [2]

La zone d'étude est traversée par :

- Une conduite principale (Ø110) qui alimente l'agglomération existante de Boukerroucha en eau potable raccordée au réseau qui provient du réservoir de Beni Fouda R 500m³ (Tidjelabine) ;
- Aussi une ancienne conduite en acier (Ø110) qui provient du réservoir Safsaf R 100 m³.

L'ensemble des habitants de la cité de Boukerroucha sont alimentés à partir du réseau principal en acier (Ø80, Ø 60 et Ø 40).

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

I.7.2. Variante projetée :

La variante proposée pour l'alimentation de la nouvelle ville de Boukerroucha est de projeter un réservoir surélevé pour assurer la pression sur toute la zone d'étude.

L'alimentation du réservoir surélevé sera à partir du réservoir du Foes R 1500 m³ avec une conduite d'adduction par refoulement.

L'adduction gravitaire en eau potable à partir du réservoir projeté (économie d'énergie et d'équipements hydromécaniques) jusqu'à la station de pompage de la nouvelle ville de Boukerroucha.

Une conduite d'adduction de refoulement provenant de la station de pompage vers l'agglomération.

Les conduites d'adduction et du réseau de distribution seront toutes en PEHD.

Notre étude est basée essentiellement sur l'alimentation des ilots à aménager tout en prenant en charge aussi le calcul du réseau existant pour l'alimentation des différents ilots existant.

Conclusion :

Dans cette partie, nous avons essayé de donner le maximum d'informations nécessaires concernant notre région d'étude de point de vue géographique, hydraulique, climatologique et démographique.

Ces données nous serviront à passer au chapitre suivant et surtout pour élaborer le projet concernant le dimensionnement du réseau d'alimentation en eau potable de la zone "Boukerroucha".

Chapitre II : Besoins et ressources en eau

Chapitre II : Besoins et ressources en eau

Introduction :

La réalisation d'un réseau d'eau potable nécessite de bien estimer les ressources, les besoins, et prévoir sa répartition en fonction du temps.

Dans ce chapitre, nous estimons les besoins en eau de l'agglomération pour les différentes catégories de consommateurs en leur affectant à chacune une norme fixée (dotation) qui est définie comme un rapport entre le débit journalier et l'unité de consommateur (patient, élève, fidèle,...).

Cette estimation des besoins en eau potable dépend étroitement de l'accroissement démographique, des équipements sanitaires, l'amélioration de mode de vie,...

Au sein de cette phase, l'estimation du nombre d'habitants pour un horizon de trente ans est considérée.

II.1. Evaluation de la population :

La ville est en pleine extension tout en tenant compte de la poursuite des projets en réalisation et de ceux à mettre en œuvre.

L'évaluation de la population sera faite pour l'horizon 2050 sur la base du dernier recensement effectué par l'Etat Algérien en 2008 avec un taux d'accroissement moyen annuel de 3.34 % (DRE de Boumerdès), elle s'effectue à l'aide de la formule empirique suivante : [2]

$$P_n = P_0 \cdot (1+T)^n \dots\dots\dots (II-1)$$

Avec :

- P_n : population future à un horizon prévue ;
- P_0 : population de base ou de l'année de référence ;
- n : nombre d'année séparant l'horizon de calcul de l'année de référence ;
- T : le taux d'accroissement annuel de la population.

L'évaluation de la population est résumée dans le tableau suivant :

Tableau II-1 : Evaluation de la population

Années	2008	2020	2050
Nombre d'habitants	1552	2302	6168

II.2. Evaluation de la population des logements proposés :

La ville est en pleine extension d'autant plus qu'on doit tenir compte de la consommation en eau potable des habitants, qui vont occuper les logements proposés en se basant sur le taux d'occupation par logement comme donnée.

Dans le tableau ci-dessous on a récapitulé les habitats proposés ainsi que leur désignation :

Tableau II-2 : Récapitulatif des programmes proposés [2]

Désignation	Nombre	Observation
Habitat semi collectif proposé	40 logt	
Habitat collectif proposé	130 logt	
Habitat individuel type villa (Coopérative immobilière El Ikama)	13 logt	En cour d'achèvement
Habitat collectif (Coopérative immobilière El Ikama)	340 logt	En cour d'achèvement
Habitat collectif réservé pour Construction à usage commercial et d'habitation résidence	48 logt	En cour d'achèvement
Habitat individuel proposé	655 logt	
Total	1226 logt	

Ayant 1226 logements, et d'après la Direction des ressources en DRE de Boumerdès le taux d'occupation est de 6 personnes par logement et à partir de là on calcule le nombre d'habitants proposés :

$$N_{HP} = 1226 \times 6 = 7356 \text{ habitants proposés.}$$

Ainsi, la population actuelle et future est estimée selon les résultats récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau II-3 : Evaluation de la population tenant compte des logements proposés

Années	2020	2050
Nombre total d'habitants	9658	13524

II.3. Evaluation de la consommation moyenne journalière de l'agglomération :

La consommation moyenne journalière de la zone concernée par l'étude, est définie comme étant le produit de la dotation moyenne journalière par le nombre de consommateurs, d'où on calcule les besoins de chaque catégorie, puis nous faisons la somme de tous les besoins.

II.3.1. Débit moyen journalier domestique :

L'évaluation de la consommation domestique est calculée par la formule suivante :

$$Q_{\text{moy,j}} = (N \times D) / 1000 \text{ [m}^3/\text{j]} \dots\dots\dots \text{(II-2)}$$

Avec :

- $Q_{\text{moy,j}}$: consommation moyenne journalière en m³/j ;
- N : nombre d'habitants ;
- D : dotation moyenne en l/j/hab ;

Sachant que la dotation d'eau potable domestique varie comme suit :

Tableau II-4 : Dotation en fonction de nombre d'habitants [6]

Nombre d'habitant	< 2000	2000 ÷ 20000	20.000 ÷ 100.000	>100.000
Dotation (l/j/h)	125	150 ÷ 200	200 ÷ 300	300 ÷ 350

Et vue que l'Algérie est pauvre en termes de ressources hydriques. Par raison que c'est un pays qui est classé en stress hydrique et selon les recommandations du tableau II-4, il est convenable d'opter pour une dotation de 150 l/j/hab.

Le tableau ci-dessous nous illustre les besoins en eau domestique, à l'horizon actuel et futur :

Tableau II-5 : Détermination des besoins moyens journalier domestiques

Année	Nombre d'habitant	Dotation moyenne [l/j/hab]	Consommation moyenne Journalière [m ³ /j]
2020	9658	150	1448.7
2050	13524	150	2028.6

II.3.2. Le débit moyen journalier pour les équipements :

L'évaluation des besoins en eau des équipements est indispensable pour l'estimation de la quantité d'eau nécessaire à l'agglomération, afin d'éviter toute perturbation. Pour cela, la dotation moyenne journalière, est choisie selon chaque équipement.

Les besoins des équipements publics se calculent comme suit :

$$Q_{\text{moy},j} = \Sigma((N_i \times D_i) / 1000) \text{ [m}^3\text{/j]} \dots \dots \dots \text{ (II-3)}$$

Avec :

- $Q_{\text{moy},j}$: consommation moyenne journalière en m³/j ;
- D_i : dotation moyenne de chaque catégorie en l/j/hab ;
- N_i : nombre de consommateurs dans chaque catégorie.

Dans le tableau suivant, nous récapitulons les besoins journaliers des équipements proposés ainsi qu'existants pour le terme actuel 2020 :

Tableau II-6 : Détermination des besoins moyens journaliers des équipements à terme actuel 2020

Equipements	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Q _{moy,j} (m ³ /j)
Rénovation d'une École Ben SAID MESAUD	élève	400	30	12
Sureté Urbaine	employé	40	50	2
Antenne APC	employé	20	50	1
Antenne PTT	employé	20	50	1
Réserve équipement public	employé	50	30	1.5
Réserve équipement public	employé	60	30	1.8
Réserve équipement public	employé	70	30	2.1
Réserve équipement public	employé	80	30	2.4
Matico (matériel gazon artificiel)	usagé	20	20	0.4
Esplanade publique	m ²	4563	1	4.563
Mosquée	fidèle	700	5	3.5

Tableau II-6 : Détermination des besoins moyens journaliers des équipements à terme actuel 2020 (suite)

Salle de soins + Logts de fonction (en cours d'achèvement)	lit	100	100	10
Zaouia	élève	500	5	2.5
Salle de soins + Logts de fonction	lit	50	100	5
Total				49.763

L'évaluation des besoins en eau des équipements à long terme (2050) dépend d'un coefficient en rapport de la population totale future et celle existante actuelle.

La consommation future des équipements se calcule comme suit :

$$Q_{\text{moy,j } 2050} = Q_{\text{moy,j } 2020} \times (\text{PF/PA}) \text{ [m}^3\text{/j]} \dots \dots \dots \text{(II-4)}$$

Avec :

- $Q_{\text{moy,j } 2050}$: consommation moyenne journalière future en $\text{m}^3\text{/j}$;
- $Q_{\text{moy,j } 2020}$: consommation moyenne journalière actuelle en $\text{m}^3\text{/j}$;
- PF : population future ;
- PA : population actuelle.

Pour notre cas :

$$\begin{aligned} \text{PF} &= 13524 \text{ hab} \\ \text{PA} &= 9658 \text{ hab} \end{aligned}$$

Donc : $\frac{\text{PF}}{\text{PA}} = \frac{13524}{9658}$

$$\frac{\text{PF}}{\text{PA}} = 1.4$$

On a récapitulé tous les besoins journaliers des équipements proposés ainsi existants pour le terme futur 2050 :

$$Q_{\text{moy,j } 2050} = 49.763 \times 1.4$$

$$Q_{\text{moy,j } 2050} = 69.668 \text{ [m}^3\text{/j]}$$

II.3.3. Récapitulation des besoins en eaux totaux de la localité :

Les besoins de différentes consommations calculés ci-dessus sont regroupés par le tableau suivant :

Tableau II-7 : Récapitulation des besoins en eaux totaux

Type de besoins	Consommation moyenne journalière (m3/j) à terme actuel (2020)	Consommation moyenne journalière (m3/j) à long terme en 2050
Domestiques	1448.7	2028.6
Equipements	49.763	69.668
Total	1498,463	2098,268

Et pour la consommation en tenant compte des fuites dans le réseau et du gaspillage pratiqué, on adopte une majoration de 15 %. Ce débit-là est donné par la formule suivante :

$$Q_{\text{moy, j tot}} = (1 + \% \text{ des fuites}) * Q_{\text{moy, j (sans fuites)}} \dots \dots \dots \text{(II-5)}$$

A.N à terme actuel 2020 : $Q_{\text{moy, j tot}} = (1 + 0.15) * 1498.463$

$$Q_{\text{moy, j tot}} = 1723.232 \text{ [m3/j]}$$

A.N à long terme 2050 : $Q_{\text{moy, j tot}} = (1 + 0.15) * 2098.268$

$$Q_{\text{moy, j tot}} = 2413.008 \text{ [m3/j]}$$

II.4. Evaluation de la consommation journalière maximale :

La consommation journalière maximale c'est le débit relatif au jour de plus grande consommation de l'année qui est utilisé comme un élément de base dans les calculs pour 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.

La consommation journalière maximale est exprimée par la relation suivante :

$$Q_{\max, j} = K_{\max, j} * Q_{\text{moy}, j \text{ tot}} \text{ [m}^3\text{/j]} \dots \dots \dots \text{(II-6)}$$

Avec :

- $K_{\max, j}$: Coefficient d'irrégularité journalier maximal ;
 $K_{\max, j} \in [1, 1-1, 3]$
 On prend $K_{\max, j} = 1, 3$

Le tableau ci-dessous récapitule les débits maximaux de la ville de Boukerroucha.

Tableau II-8 : Débit maximal journalier de la ville de Boukerroucha.

Année	Q _{moy, j tot} [m ³ /j]	K _{max, j}	Q _{max, j} [m ³ /j]
2020	1723.232	1.3	2240.202
2050	2413.008	1.3	3136.911

II.5. Evaluation de la consommation journalière minimale :

De même la consommation journalière minimale c'est le débit du jour de la plus faible consommation en eau dans une année. Ce débit nous permet de voir le comportement du réseau en cas de surpression.

La consommation journalière minimale est exprimée par la relation suivante :

$$Q_{\min, j} = K_{\min, j} * Q_{\text{moy}, j \text{ tot}} \text{ [m}^3\text{/j]} \dots \dots \dots \text{(II-7)}$$

Avec :

- $K_{\min, j}$: Coefficient d'irrégularité journalier minimal ;
 $K_{\min, j} \in [0, 7-0, 9]$
 On prend $K_{\min, j} = 0, 9$

Le tableau ci-dessous récapitule les débits minimaux de la ville de Boukerroucha

Tableau II-9 : Débit minimal journalier de la ville de Boukerroucha.

Année	Q _{moy, j tot} [m ³ /j]	K _{min, j}	Q _{min, j} [m ³ /j]
2020	1723.232	0.9	1550.909
2050	2413.008	0.9	2171.707

II.6. Etude de la variation des débits horaires :

On détermine le débit moyen horaire, en suite on détermine les débits horaires maximum et minimum, on tient compte de l'accroissement de la population ainsi que du degré de confort et le développement de la ville en impliquant les coefficients horaires (α et β). [6]

II.6.1. Débit moyen horaire :

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante :

$$Q_{\text{moy,h}} = Q_{\text{max,j}} / 24 \text{ [m}^3\text{/h]} \dots\dots\dots (\text{II-8})$$

Avec :

- $Q_{\text{moy,h}}$: débit moyen horaire en $\text{m}^3\text{/h}$;
- $Q_{\text{max,j}}$: débit maximum journalier en $\text{m}^3\text{/j}$;

A.N : $Q_{\text{moy,h}} = 3136.911 / 24$

$$Q_{\text{moy,h}} = 130.705 \text{ [m}^3\text{/h]}$$

II.6.2. Débit maximal horaire :

C'est le débit correspondant à l'heure de la forte demande en eau pendant la journée, il est utilisé pour le dimensionnement du réseau de distribution à l'intérieur de l'agglomération, il est donné par cette formule :

$$Q_{\text{max,h}} = K_{\text{max,h}} * Q_{\text{moy,h}} \text{ [m}^3\text{/h]} \dots\dots\dots (\text{II-9})$$

Avec :

- $K_{\text{max,h}}$: coefficient d'irrégularité de la consommation horaire maximum est déterminé par la formule suivante :

$$K_{\text{max,h}} = \alpha_{\text{max}} * \beta_{\text{max}} \dots\dots\dots (\text{II-10})$$

Avec :

α_{max} : coefficient tenant compte du niveau de confort et des équipements de l'agglomération, α_{max} varie entre 1,2 et 1,4 nous prenons $\alpha_{\text{max}} = 1,30$.

β_{max} : varie en fonction de la population, il est donné par le tableau suivant :

Tableau II-10 : Les valeurs de β_{\max} en fonction de la population

Nombre d'habitants	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000
β_{\max}	2	1.8	1.6	1.5	1.4	1.3	1.2	1.15

Pour notre cas :

$$\text{Nombre d'habitants} = 6168 \text{ hab} \Rightarrow \beta_{\max} = 1.396$$

Donc :

$$\mathbf{K_{\max, h} = 1.3 * 1.396}$$

$$\mathbf{K_{\max, h} = 1.815}$$

Et par la suite nous avons :

$$\mathbf{Q_{\max, h} = 1.815 * 130.705}$$

$$\mathbf{Q_{\max, h} = 237.229 \text{ [m}^3\text{/h]}}$$

II.6.3. Débit minimal horaire :

Le débit minimum horaire est représenté par la formule suivante :

$$\mathbf{Q_{\min, h} = K_{\min, h} * Q_{\text{moy, h}} \text{ [m}^3\text{/h]} \dots\dots\dots(\text{II-11})}$$

Avec :

- $K_{\min, h}$: coefficient d'irrégularité de la consommation horaire minimum est déterminé par la formule suivante :

$$\mathbf{K_{\min h} = \alpha_{\min} * \beta_{\min} \dots\dots\dots(\text{II-12})}$$

Avec :

α_{\min} : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime de travail, α_{\min} varie entre 0,4 et 0,6 nous prenons $\alpha_{\min} = 0,5$.

β_{\min} : varie en fonction de la population, il est donné par le tableau suivant :

Tableau II-11 : Les valeurs de β_{\min} en fonction de la population.

Nombre d'habitants	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000
β_{\min}	0.1	0.1	0.1	0.2	0.25	0.4	0.5	0.6

Pour notre cas :

$$\text{Nombre d'habitants} = 6168 \text{ hab} \Rightarrow \beta_{\min} = 0.256$$

Donc : $\mathbf{K_{\min, h} = 0.5 * 0.256}$

$$\mathbf{K_{\min, h} = 0.128}$$

Et par la suite nous avons :

$$\mathbf{Q_{\min, h} = 0.128 * 130.705}$$

$$\mathbf{Q_{\min, h} = 16.730 \text{ [m}^3\text{/h]}}$$

II.7. Comparaison entre les ressources et les besoins :

Les ressources en eau ont bien le sens d'une offre, réelle ou potentielle rencontrée par une demande en eau et à évaluer suivant les critères de celle-ci, donc pour savoir si notre source satisfait les besoins calculés ou non, il faut comparer entre ces deux derniers.

On a déjà dit dans le chapitre précédent que l'alimentation de la région se fait par :

- Réservoir Safsaf R 100 m³ qui a une faible altitude donc on a un problème de pression et même la quantité est insuffisante pour la demande future. [2]
- Réservoir Beni Fouda R 500 m³, qui alimente déjà une très grande partie de la commune de Tidjelabine (80%) donc le problème de l'insuffisance existe toujours. [2]

Ces deux réservoirs ne font pas partie de la commune de Boumerdès, ils se situent à Tidjelabine. A cela il faut changer la politique de l'alimentation en trouvant une autre ressource dont il s'agit du réservoir de Foes R 1500 m³ en réalisant l'alimentation locale autonome.

Conclusion :

L'objectif de ce chapitre est l'estimation des besoins en eau potable de la zone d'étude à l'horizon 2050. Cela nous permettra d'évaluer les capacités optimales des ouvrages de stockage, ainsi que de dimensionner l'adduction et le réseau de distribution.

Chapitre III : Etude de l'adduction

Chapitre III : Etude de l'adduction

Introduction :

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

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

III.1. Notions générales sur les adductions :

L'adduction étant définie comme le transport de l'eau depuis le lieu de prélèvement jusqu'au voisinage de la zone d'utilisation.

III.1.1. Types d'adductions :

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

Adduction gravitaire :

Dans une adduction gravitaire, le point de captage se situe à une altitude supérieure à celle du réservoir de desserte de l'agglomération.

Cette adduction peut être en charge ou sans charge, l'écoulement se fait sous l'action d'aucune force extérieure qui lui sera appliquée mais il est conditionné par la pente et la pesanteur.

Adduction par refoulement :

Dans une adduction par refoulement, le captage se situe à un niveau inférieur de celui du réservoir d'accumulation, à ce niveau elle ne peut être qu'en charge. Les eaux du captage sont relevées par une station de pompage dans cette conduite de refoulement.

Adduction mixte :

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

III.2. Choix du tracé des adductions :

Pour choisir un tracé, il faut qu'on prenne certaines précautions et qu'on respecte certaines conditions qui sont les suivantes :

- Il faut chercher le tracé le plus direct et le plus court possible en raison d'économie ;
- Eviter les contres pentes pour éviter la cavitation ;
- Eviter les terrains privés et les stations balnéaires ;
- Suivre autant que possible les accotements des routes pour faciliter l'acheminement du matériel ;
- Le profil doit être aussi régulier que possible qui ne suivra pas forcément le niveau du sol ;
- Eviter les traversées des routes ;
- Dans les points hauts il est nécessaire de prévoir des ventouses, et dans les points bas des décharges (vidanges).

III.3. Choix du matériau des conduites :

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

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

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

- Disponibilité sur le marché (production locale) ;
- Peuvent supporter des pressions importantes ;
- Longue durée de vie (environ 50 ans à 20 °C) ;

- Par leur élasticité s'adoptent aux reliefs plus au moins accidentés ;
- Très économiques ;
- Permettre une pose simple et adéquate (poids faible) ;
- Réduction des pièces spéciales ;
- Une très faible rugosité (conduite lisse) ;
- Résistance à l'attaque chimique ;
- Etanchéité.

III.4. Etude de l'adduction :

Le tracé de la conduite d'adduction est imposé par la topographie et la morphologie du terrain.

1^{ère} Variante :

Notre adduction va être divisée en deux parties :

1- Une partie gravitaire ; du réservoir Foès vers la station de pompage. Cette dernière va être placée sur un terrain privé.

2- Une partie refoulement ; de la station de pompage vers le château d'alimentation projeté de la ville du Boukerroucha.

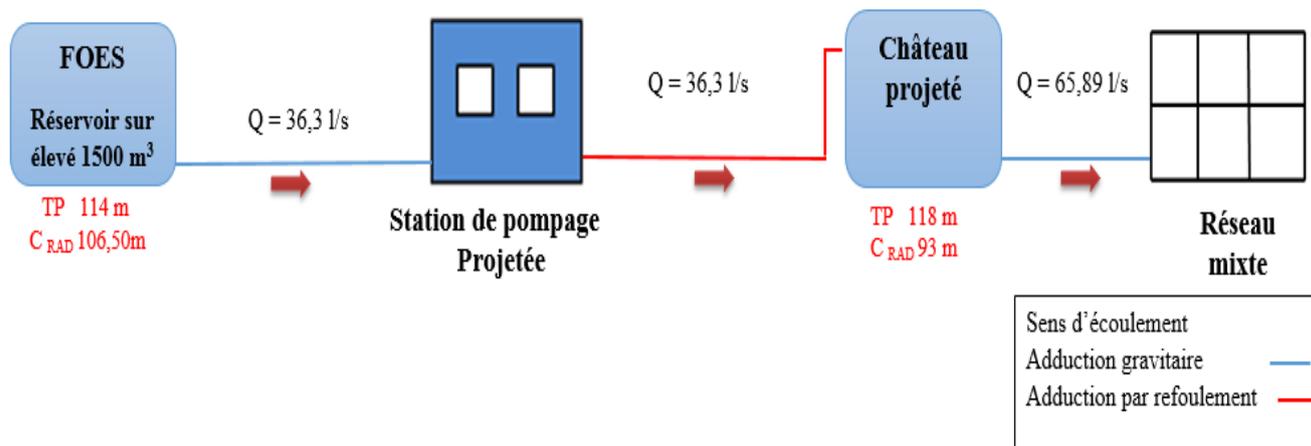


Figure III-1 : Schéma de la première variante.

2nde Variante :

Dans cette variante, l'écoulement se fait uniquement par refoulement. La station de pompage va être installée à proximité du réservoir du Foès. Voir figure ci-après.

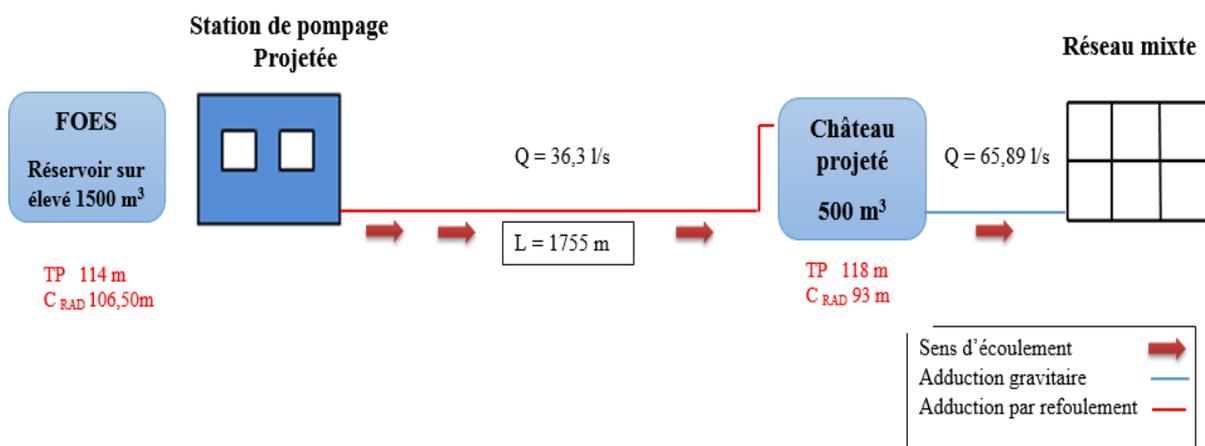


Figure III-2 : Schéma de la deuxième variante.

Variante retenue :

Etant donné que le terrain prévu pour l'installation de la station de pompage de la première variante a posé un problème de refus de la part des propriétaires, nous sommes contraints à opter pour seconde variante.

III.4.1. Etude de l'adduction par refoulement :

Le dimensionnement de la conduite d'adduction par refoulement s'établit en cherchant le diamètre économique qui permet de donner un coût de revient minimum entre les dépenses de fonctionnement et celles d'investissement, donc une étude technico-économique s'avère indispensable.

Deux éléments principaux entrent en considération lors du calcul économique :

- L'investissement : Le prix de canalisation, y compris le transport, la pose, le terrassement...
- Les frais d'exploitation et de maintenance.

Le diamètre économique de la conduite de refoulement sera déterminé comme suit :

III.4.1.1. Calcul du diamètre économique de la conduite de refoulement :

On utilise des Méthodes simplifiées pour le calcul du diamètre économique de la conduite de refoulement qui sont :

-La première méthode : formule de Bresse :

$$D=1.5 * \sqrt{Q} \dots \dots \dots (III-1)$$

-La deuxième méthode : formule de BONNIN :

$$D=\sqrt{Q} \dots \dots \dots (III-2)$$

Avec :

- Q : débit à élever en m³/s.
- D : diamètre de la conduite (m).

La formule de BRESSE conduit à une faible vitesse donc on adopte la formule de BONNIN.

A.N : $D = \sqrt{0.0363}$

D = 0.191 m

Et pour commencer le calcul de diamètre économique on doit avoir quelques données qui sont :

- L=1755 m;
- Q=0.0363 m³/s;
- D_{Bonnin}=0.191 m;
- Cote de plan d'eau: Z₁= 106.5 m ;
- Cote de trop plein : Z₂= (118+5)=123 m ;
- H_g=16.5 m.

III.4.1.2. Calcul des pertes de charge :

La perte de charge désigne la perte irréversible d'énergie de pression que subit un liquide ou un gaz lors de son passage dans un conduit, un tuyau ou un autre élément de réseau de fluide.

Il y'a deux types de pertes de charges qui sont : linéaires et singulières. En réalité ces deux types de pertes de charges ne sont pas toujours séparés, ainsi dans un coude arrondis il y a une part de perte de charge singulière due au changement de direction et une part de perte de charge régulière due aux frottements sur la longueur de conduite formée par le coude. Une addition des 2 pertes de charges peut être nécessaire si les surfaces de frottements sont importantes (un serpentín constitué de coudes par exemple).

A- Pertes de charge linéaires :

Les pertes de charge régulières qui représentent les pertes de charge par frottements dans les conduites. Elles sont provoquées par la viscosité du fluide. Elles sont fonction du degré de turbulence (décrit par le nombre de Reynolds).

Cette perte d'énergie, liée à la vitesse du fluide (faible vitesse=faible perte de charge), est causée par la transformation en chaleur, des frottements internes provoqués par la viscosité du fluide (un fluide parfait sans viscosité ne génère pas de perte de charge), la rugosité des parois, les variations de vitesses et les variations de direction du fluide.

L'écoulement est toujours turbulent et les parois doivent être considérées comme rugueuses (au sens de la mécanique des fluides). De très nombreuses études depuis le XIXe siècle ont été menées visant la détermination des pertes de charge en fonction du débit et de la section.

Elles ont pour conséquence :

- une chute de pression globale au bas d'un réseau gravitaire,
- une dépense d'énergie supplémentaire de pompage en refoulement.

Les pertes de charge linéaires se calculent par la formule universelle de Darcy Wesbach :

$$\Delta H_L = I * L = \lambda \frac{L V^2}{D 2g} \dots\dots\dots (III-3)$$

Avec :

- L : la longueur de la conduite (m) ;
- I : gradient hydraulique en (m/m) ;
- λ : coefficient de perte de charge de Darcy ;
- V : vitesse moyenne d'écoulement en (m/s) ;
- D : diamètre de la conduite (m) ;
- g : pesanteur (9.81 m/s²).

Sachant que la formule de la continuité nous donne $Q = V * S$

Alors :
$$\Delta H_L = \frac{8\lambda L Q^2}{g\pi^2 D^5} \dots\dots\dots (III-4)$$

Avec :

- Q : débit m³/s

Une étude a été faite par Mr **Nikuradsé** pour la détermination de λ , dont la formule de calcul est comme suit :

$$\lambda = (1.14 - 0.86 \ln \frac{\varepsilon}{D})^{-2} \dots\dots\dots (III-5)$$

Avec :

- D : diamètre de conduite ;
- ε : la rugosité de la conduite, elle vaut à 0,01 mm pour les conduites en PEHD (catalogue CHIALI).

B- Pertes de charge singulières :

Les pertes de charge singulières, sont le résultat des variations de vitesses et des changements de directions du fluide provoqués par les formes et obstacles que rencontre le fluide en traversant un objet: Cônes, coudes, grilles, raccords, jonctions...

Pour le dimensionnement des adductions hydrauliquement longues les singularités sont estimées entre 5% et 10 % des pertes de charge linéaires.

Donc on prend :
$$\Delta H_S = 0.10 * \Delta H_L \dots\dots\dots (III-6)$$

ET :
$$\Delta H_T = 1.10 * \Delta H_L \dots\dots\dots (III-7)$$

III.4.1.3. Hauteur manométrique totale :

La hauteur manométrique totale d'une pompe (HMT), ou élévation manométrique totale (EMT), est la différence de pression du liquide la franchissant, exprimée en mètre colonne d'eau, entre les orifices d'aspiration et de refoulement, (hauteur géométrique d'élévation totale) y compris la pression nécessaire pour vaincre les pertes de charge dans les conduites d'aspiration et de refoulement.

$$HMT = H_{\text{géométrique}} + \Delta H_{\text{grav}} + \Delta H_{\text{ref}} \dots\dots\dots (III-8)$$

Avec :

- H_g : hauteur géométrique ;
- ΔH_{grav} : les pertes de charges gravitaires, (elles sont négligeables) ;
- ΔH_{ref} : les pertes de charges de refoulement.

Le tableau ci-dessous nous illustre les hauteurs manométriques correspondantes à chaque diamètre :

Tableau III-1 : Calcul de la hauteur manométrique total HMT

D_N (mm)	D_{int}	V (m/s)	λ	ΔH_L (m)	ΔH_T (m)	H_g (m)	HMT(m)
125	110,2	3,80779693	0,0119588	140,744551	154,8190061	16,5	171,3190061
160	141	2,32594126	0,01142311	39,2049404	43,12543447	16,5	59,62543447
200	176,2	1,48944736	0,01096912	12,3536171	13,58897879	16,5	30,08897879
250	220,4	0,95194923	0,01053986	3,87640442	4,264044862	16,5	20,76404486
315	277,6	0,60006465	0,0101232	1,17455313	1,292008438	16,5	17,79200844
400	352,6	0,37193954	0,00971689	0,34101051	0,375111558	16,5	16,87511156

III.4.1.4. Puissance absorbée par la pompe :

Elle est définie par la relation suivante :

$$P = \frac{g \cdot Q \cdot HMT}{\eta} \text{ [KW]} \dots\dots\dots \text{ (III-9)}$$

Avec :

- η : rendement de la pompe en (%) ($n=80\%$) ;
- Q : débit refoulé par la pompe en (m^3/s) ;
- g : pesanteur (9.81 m/s^2).

Le tableau ci-dessous nous illustre la puissance absorbée par la pompe :

Tableau III-2 : Calcul de la puissance absorbée par la pompe

D_N (mm)	D_{int}	HMT(m)	g (m/s²)	Q (m³/s)	η (%)	P (K Watt)
125	110,2	171,319006	9,81	0,0363	80	76,2590151
160	141	59,6254345	9,81	0,0363	80	26,5409951
200	176,2	30,0889788	9,81	0,0363	80	13,3934695
250	220,4	20,7640449	9,81	0,0363	80	9,24267333
315	277,6	17,7920084	9,81	0,0363	80	7,91973448
400	352,6	16,8751116	9,81	0,0363	80	7,51159731

III.4.1.5. Energie consommée par la pompe :

Elle est définie par la relation suivante :

$$E = P * t * 365 \text{ [Kwh]} \dots\dots\dots \text{(III-10)}$$

Avec :

- P: puissance de la pompe en (kW) ;
- t : c'est le temps de pompage par jour en (heure) ; dans notre cas t =20h.

III.4.1.6. Frais d'exploitation :

Les frais d'exploitation sont définis par la formule suivante :

$$F_{ex} = E * e \text{ [DA]} \dots\dots\dots \text{(III-11)}$$

Avec :

- E : énergie consommée par la pompe en (Kwh) ;
- e : prix unitaire d'un Kwh imposé par la SONELGAZ. (e=4.472 DA).

Le tableau ci-dessous nous illustre les calculs d'énergie consommée par la pompe et les calculs des frais d'exploitation :

Tableau III-3 : Calcul de l'énergie consommée par la pompe et les frais d'exploitation.

D_N (mm)	D_{int}	t (heures)	E (Kwh)	F_{ex} (DA)
125	110,2	20	556690,81	2489521,3
160	141	20	193749,264	866446,71
200	176,2	20	97772,3275	437237,848
250	220,4	20	67471,5153	301732,617
315	277,6	20	57814,0617	258544,484
400	352,6	20	54834,6604	245220,601

III.4.1.7. Frais d'investissement :

Les frais d'investissement sont définis par la formule suivante :

$$F_{inv} = \text{Prix}_{total} + F_{am} \text{ [DA]} \dots\dots\dots \text{(III-12)}$$

Les frais d'amortissement sont définis par la formule suivante :

$$F_{am} = P_c * A \text{ [DA]} \dots \dots \dots \text{ (III-13)}$$

Avec :

- P_c : prix de la conduite en (DA) ;
- Les prix du mètre linéaire des conduites du PEHD (ils sont donnés dans le catalogue de CHIALI)
- A : Amortissement annuel. Il est donné par la formule suivante.

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + 1 \dots \dots \dots \text{ (III-14)}$$

Avec :

- i : Taux d'annuité annuel, $i = 8\%$;
- n : nombre d'années d'amortissement, $n = 30$ ans.

A.N : $A = \frac{0.08}{(0.08+1)^{30} - 1} + 0.08$

$A = 0.089 = 8.9 \%$

Tableau III-4 : Calcul des frais d'investissement

D_N (mm)	D_{int}	Prix de ML (DA)	L (m)	Prix total	A (%)	F_{am} (DA)	F_{inv} (DA)
125	110,2	1 226,87	1755	2153156,9	8,9	191630,96	2344787,81
160	141	2 005,18	1755	3519090,9	8,9	313199,09	3832289,99
200	176,2	3 148,88	1755	5526284,4	8,9	491839,31	6018123,71
250	220,4	4 871,85	1755	8550096,8	8,9	760958,61	9311055,36
315	277,6	7 381,96	1755	12955340	8,9	1153025,2	14108365
400	352,6	11 924,71	1755	20927866	8,9	1862580,1	22790446,2

III.4.1.8. Bilan :

Pour chaque diamètre D_i , on fait la somme (Bilan) des frais d'investissement ainsi que les frais d'exploitation. Il en résulte que le diamètre le plus économique est celui qui correspond au total des frais les plus faibles.

Le Tableau III-5 regroupe les valeurs de T_i (bilan) qu'on a calculé pour chaque diamètre D_i .

Tableau III-5 : Bilan des frais

DN (mm)	Dint	Fex (DA)	Finv (DA)	Ti (DA)
125	110,2	2489521,3	2344787,81	4834309,112
160	141	866446,71	3832289,99	4698736,7
200	176,2	437237,848	6018123,71	6455361,56
250	220,4	301732,617	9311055,36	9612787,977
315	277,6	258544,484	14108365	14366909,53
400	352,6	245220,601	22790446,2	23035666,78

Pour le choix du diamètre économique. On va prendre le diamètre qui a le faible cout en respectant la vitesse admissible dans la canalisation de refoulement (0.5 à 2) m/s.

Les résultats du tableau III-5 sont représentés graphiquement :

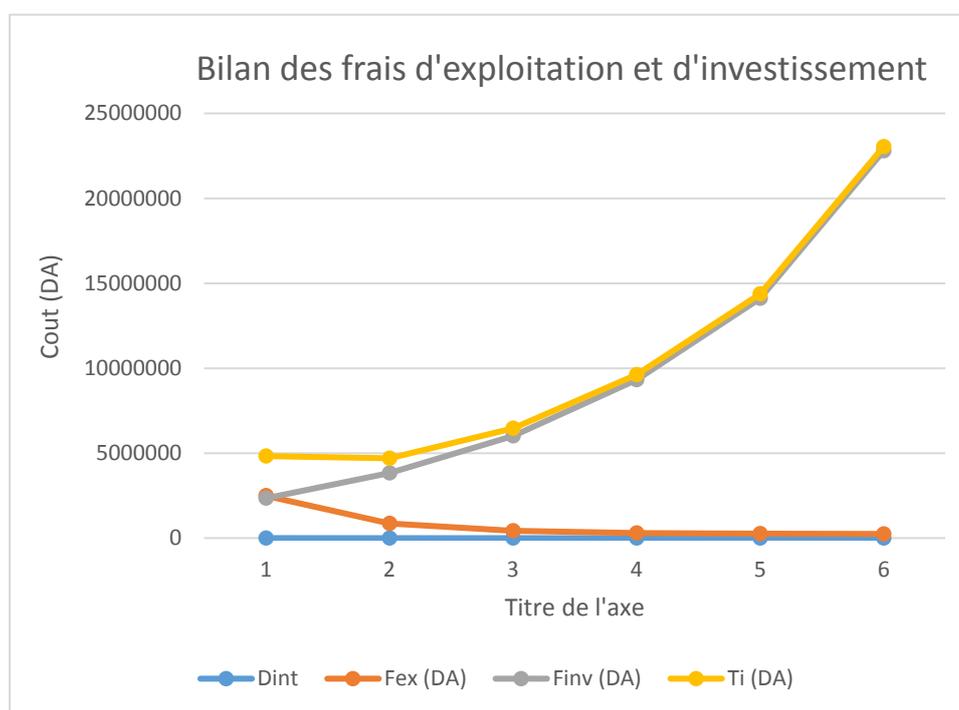


Figure III-3 : Cout total (frais d'investissement + frais d'exploitation) en fonction du diamètre.

Selon la combinaison des frais d'investissement et d'exploitation le diamètre économique de la conduite de refoulement est : $D=200$ mm avec une vitesse d'écoulement de $V=1.4894$ m/s.

Remarque : la vitesse d'écoulement pour les diamètres 125 mm et 160 mm est un peu élevée.

Après le calcul du diamètre économique de la conduite d'adduction on est arrivé à déterminer ses caractéristiques qui sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau III-6 : Caractéristiques de la conduite de refoulement

Débit l/s	Longueur (ml)	D (mm)	V (m/s)	Δ HT (m)	HMT (m)
36.3	1755	200	1.4894	13,5890	30,08898

Conclusion :

Le transport de l'eau constitue généralement un investissement considérable, et dans ce chapitre, nous avons étudié l'adduction de la zone d'étude sur la base d'une étude technico-économique qui nous permet de trouver le diamètre le plus adéquat.

Chapitre IV : Etude du stockage

Chapitre IV : Etude du stockage

Introduction :

Très souvent, l'installation d'adduction et de distribution d'eau comporte des réservoirs.

Afin de satisfaire les besoins en eau de l'agglomération qui sont essentiellement variables dans le temps, des eaux doivent être captées, transportées et réparties à l'intérieur du réseau. Mais avant ce dernier, une étape antécipée, qui est la conception du réservoir de stockage.

Le réservoir est un ouvrage très important dans un réseau d'alimentation en eau potable. C'est un ouvrage hydraulique de stockage régulateur de débit qui permet d'adapter la production à la consommation.

Le but de ce chapitre est de déterminer la capacité des ouvrages de stockage nécessaire, de telle façon à assurer le meilleur fonctionnement de l'adduction et du réseau de distribution.

IV.1. Notions générales sur les réservoirs :

Les réservoirs sont des ouvrages hydrotechniques variés qui servent à stocker l'eau destinée soit à la consommation publique, soit à l'usage industriel.

Ils constituent les organes régulateurs de pression et de débit (ils permettent de gérer les débits selon la demande) entre le régime de production et le régime de consommation. [4]

IV.1.1. Rôle des réservoirs :

Les rôles généraux assurés par les réservoirs d'eau potable sont multiples et d'une nature à la fois technique et économique :

IV.1.2.1. Du point de vue technique : [10]

- **Rôle de régulateur et accumulateur** : dans une agglomération, le débit refoulé par la station de pompage n'est pas dans tous les cas égal au débit consommé. Donc un réservoir est indispensable pour assurer la régulation entre le débit refoulé et celui consommé, ils permettent d'emmagasinier l'eau lorsque la consommation devient inférieure à la production, et la restituent lorsque la consommation devient supérieure à la production.
- **Régulateur de pression dans le réseau de distribution** : augmentation des pressions, il s'agit dans ce cas d'un réservoir d'équilibre, le réservoir est placé à un point et une altitude de telle sorte qu'il puisse assurer la pression nécessaire dans des points très éloignés.
- **Réacteur participant au traitement** : le réservoir c'est le milieu où on peut désinfecter l'eau à l'aide du chlore, garantissant une désinfection adéquate de celle avant la distribution.
- **Sécurité d'approvisionnement** : le réservoir a un rôle dans l'assurance de la continuité de l'approvisionnement en cas d'incident sur les équipements qui se trouvent dans la partie amont (l'arrêt de la pompe).
- **Stockage de la réserve d'incendie** : on peut avoir deux cas :
 - Un réservoir à part qui emmagasine la réserve d'incendie ; ceci est rare dans la pratique du fait du coût de la réalisation de cette variante.
 - La réserve d'incendie est accumulée dans le réservoir d'accumulation.

IV.1.2.2. Du point de vue économique : [10]

- **Gain d'énergie au niveau de la station de pompage** : le réservoir permet de réduire les dépenses d'énergie en privilégiant le pompage pendant les heures de plus faible coût de l'énergie.
- **Réduction des investissements sur le réseau de distribution** : en réduisant le diamètre des canalisations maîtresses.

IV.1.3. Classification des réservoirs : [4]

On peut classer les réservoirs en plusieurs catégories et selon les critères suivants :

IV.1.3.1. Classification selon le matériau de construction :

D'après la nature des matériaux, nous distinguons des réservoirs :

- Métalliques ;
- En maçonnerie ;
- En béton (armé, ordinaire ou précontraint).

IV.1.3.2. Classification selon la situation des lieux :

Les réservoirs peuvent être classés selon la topographie du sol et leur position par rapport à sa surface alors nous distinguons des réservoirs :

- Enterrés ;
- Posé sur sol ;
- Semi-enterrés ;
- Surélevés.

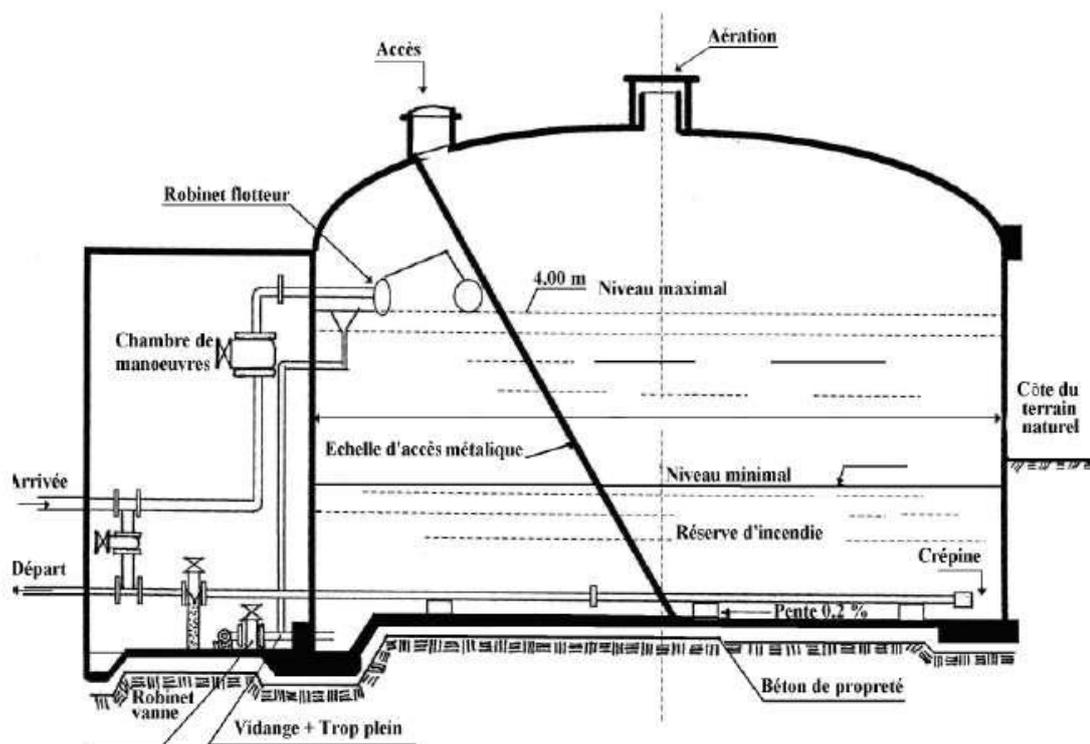


Figure IV-1 : Réservoir Semi-enterré cylindrique. [6]

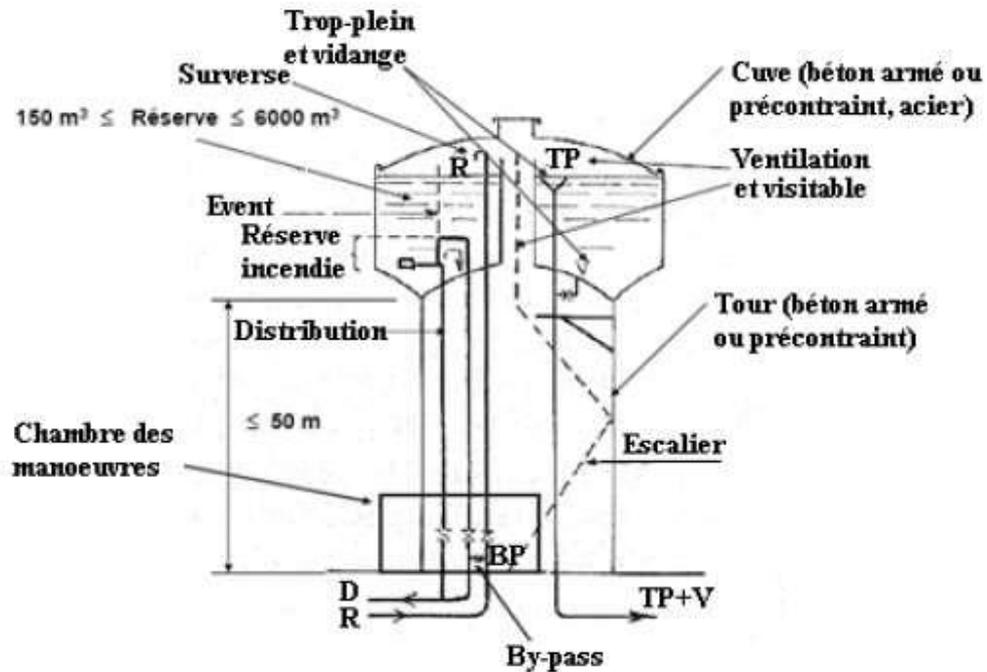


Figure IV-2 : Réservoir surélevé. [6]

IV.1.3.3. Classification selon la forme géométrique :

Les réservoirs peuvent être classés selon leur forme et on peut trouver dans la pratique deux formes usuelles qui sont :

- Circulaires ;
- Rectangulaires ;
- De forme quelconque (sphérique, conique....).

IV.1.3.4. Classification selon l'usage :

On peut distinguer des réservoirs :

- D'accumulation et du stockage ;
- D'équilibre (réservoir tampon) ;
- De traitement.

IV.1.4. Emplacement des réservoirs : [3]

Afin de concevoir une structure en toute sécurité, il faut que l'étude de l'emplacement du réservoir soit précise, pour cela nous sommes obligés à tenir compte de certaines conditions qui sont :

- L'alimentation du réseau de distribution doit se faire par gravité, le réservoir doit être construit à un niveau supérieur à celui de l'agglomération ; l'altitude du réservoir, plus précisément du radier doit se situer à un niveau supérieur à la plus haute cote piézométrique exigée dans le réseau.
- L'emplacement du réservoir doit être aussi choisi de telle façon à pouvoir satisfaire les abonnés en pression suffisante.
- Le réservoir d'eau doit être le plus proche possible de l'agglomération à alimenter ; on essaie généralement d'exploiter le relief à proximité de la ville pour utiliser un réservoir semi-enterré (plus économique qu'un réservoir en tour).

Mais diverses considérations peuvent amener à s'écarter notablement de cette position techniquement optimale.

On peut citer :

- La possibilité de trouver des terrains disponibles à un prix acceptable ;
- La nature du sol (fondation) ;
- La taille de réservoir ;
- Les considérations esthétiques.

IV.1.5. Equipements des réservoirs d'alimentation :

Les réservoirs doivent être équipés de :

IV.1.5.1. Conduite d'arrivée ou d'adduction : [3]

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

- **Par le haut** : Elle a l'avantage de permettre l'oxygénation des eaux, ce qui peut être favorable pour les eaux souterraines ordinairement pauvres en oxygène, par contre, elle présente l'inconvénient de libérer plus facilement le gaz carbonique dissous, et par suite de favoriser l'entartrage du réservoir et des conduites avales.

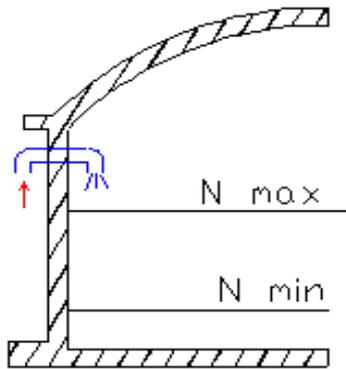


Figure IV-3 : Arrivée par le haut
(Chute libre). [3]

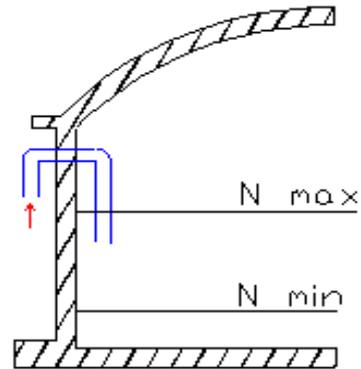


Figure IV-4 : Arrivée par le haut
(Noyé). [3]

- **En bas** : soit par le bas à travers les parois du réservoir soit par le fond à travers le radier. Elle a l'avantage de permettre une économie sur les frais d'exploitation dans le cas d'une adduction par refoulement, mais présente un inconvénient en cas d'accidents sur la conduite de refoulement, le réservoir se vide par siphonage. On peut remédier en disposant un clapet sur l'arrivée du réservoir.

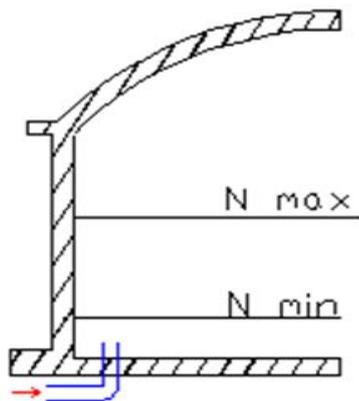


Figure IV-5 : Arrivée par dessous
(Par le fond). [3]

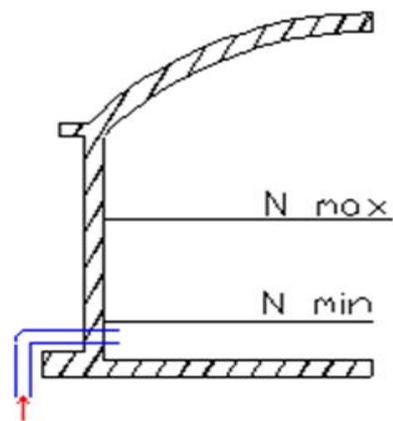


Figure IV-6 : Arrivée par dessous
(Par le bas). [3]

IV.1.5.2. Conduite de distribution ou de départ : [3]

Le départ de la conduite de distribution s'effectue à 0.15 ou 0.20 m au-dessus du radier et cela pour éviter l'introduction dans la distribution des boues ou des sables décantés.

La conduite de distribution doit être munie à son origine d'une crépine afin d'éviter la pénétration des dépôts dans la conduite.

Pour pouvoir isoler le réservoir en cas d'accident, un robinet vanne est installé sur le départ de la conduite.

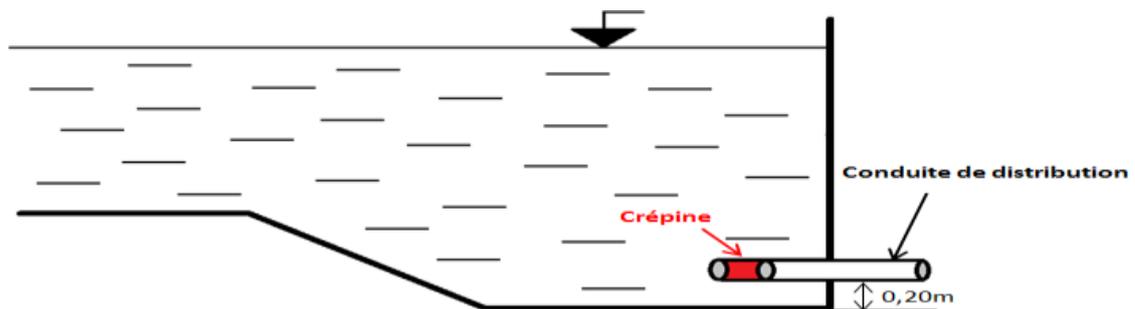


Figure IV-7 : Conduite de distribution. [3]

Remarque : La conduite d'arrivée doit toujours être à l'opposé de la conduite de départ pour provoquer le brassage et permettre le renouvellement d'eau par mélange.

IV.1.5.3. Conduite de trop-plein : [3]

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

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

IV.1.5.4. Conduite de vidange : [3]

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

La conduite de trop-plein et la conduite de vidange sont représentées dans la figure suivante :

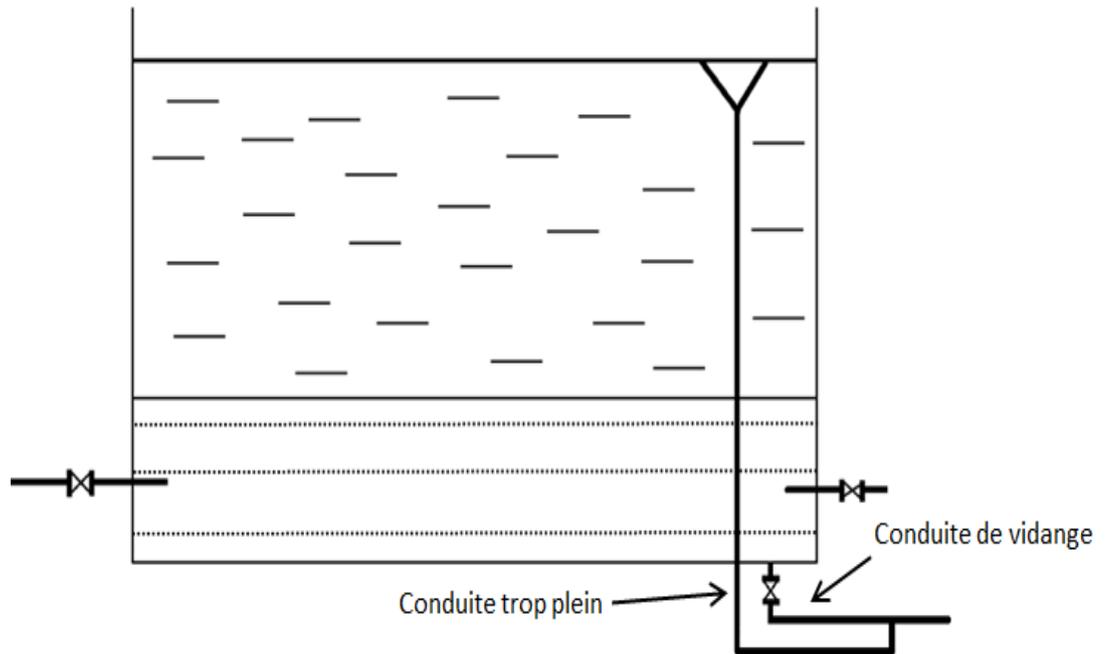


Figure IV-8 : Conduite du trop-plein et de vidange. [3]

IV.1.5.5. Conduite de by-pass : [3]

On relie la conduite d'adduction à celle de distribution par un tronçon de conduite appelé by-pass, elle assure la continuité de la distribution au moment de nettoyage du réservoir, pour maintenir l'alimentation du réseau.

La conduite by-pass est représentée dans la figure suivante :

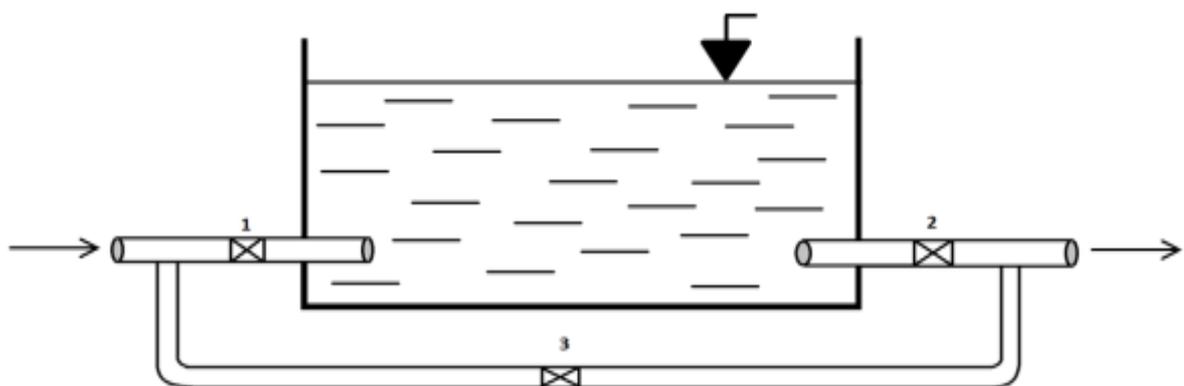


Figure IV-9 : Conduite de by-pass (N =3). [3]

La communication entre ces conduites :

En marche normale :

- Les vannes (1) et (2) sont ouvertes, et la vanne (3) est fermée ;

En by-pass :

- Les vannes (1) et (2) sont fermées et la vanne est ouverte (3).

IV.1.5.6. Matérialisation de la réserve d'incendie : [3]

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

Et pour éviter que la réserve d'incendie puisse passer dans la distribution nous adopterons une disposition spéciale de la tuyauterie qui permet d'interrompre l'écoulement une fois le niveau de la réserve d'incendie est atteint. Nous distinguons le système à deux prises et le système à siphon.

Le schéma de la matérialisation de la réserve d'incendie est présenté dans la figure suivante :

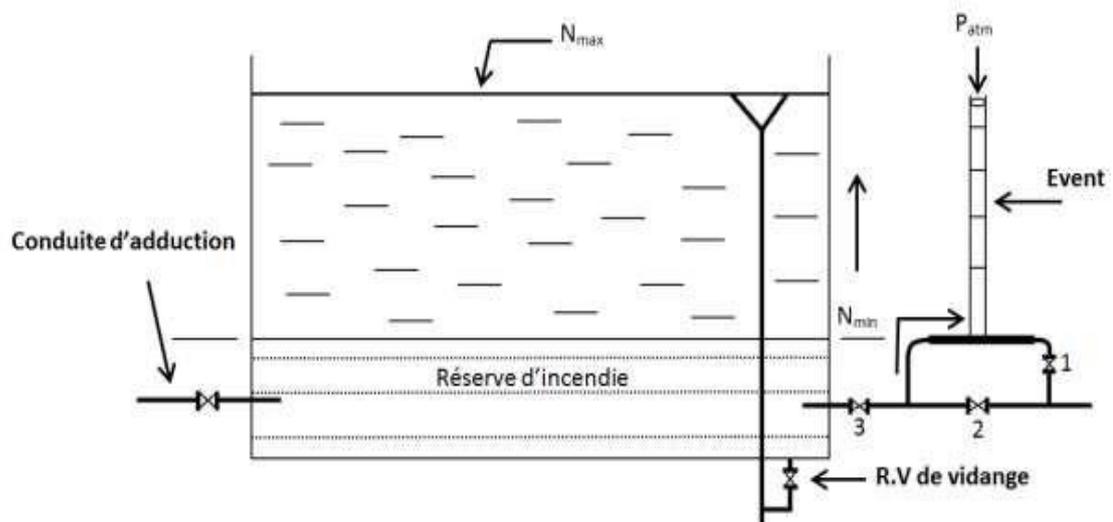


Figure IV-10 : Matérialisation de la réserve d'incendie. [3]

IV.2. Calcul de l'ouvrage de stockage :

Le réservoir projeté doit assurer la distribution vers la ville de Boukerroucha pour un pompage d'une durée de 20 heures (4h-23h). Le nombre d'habitants de l'agglomération est de : 13524 habitants et la consommation maximale journalière est de : $3136.911 \text{ m}^3 / \text{j}$:

IV.2.1. Calcul analytique de la capacité du réservoir projeté :

Pour assurer son rôle, le réservoir doit avoir une capacité suffisante.

Le plus souvent, la capacité est calculée pour satisfaire aux variations journalières du débit de consommation en tenant compte bien entendu du jour de plus forte consommation et de la réserve d'eau destinée à l'incendie.

La méthode analytique consiste à calculer le résidu dans le réservoir, pour chaque heure de la journée, le tableau suivant détermine la différence pour chaque heure de stockage entre l'apport et la consommation :

Tableau IV-1 : Evaluation du volume utile du réservoir projeté

Heures (h)	Consommation d'eau (%)	Refoulement d'eau (%)	Arrivée d'eau au réservoir (%)	Départ d'eau du réservoir (%)	Reste dans le réservoir (%)
00-01	1,5	0		-1,5	8,5
01-02	1,5	0		-1,5	7
02-03	1,5	0		-1,5	5,5
03-04	1,5	0		-1,5	4
04-05	2,5	5	2,5		6,5
05-06	3,5	5	1,5		8
06-07	4,5	5	0,5		8,5
07-08	5,5	5		-0,5	8
08-09	6,25	5		-1,25	6,75
09-10	6,25	5		-1,25	5,5
10-11	6,25	5		-1,25	4,25
11-12	6,25	5		-1,25	3
12-13	5	5	0		3
13-14	5	5	0		3
14-15	5,5	5		-0,5	2,5
15-16	6	5		-1	1,5
16-17	6	5		-1	0,5
17-18	5,5	5		-0,5	0
18-19	5	5	0		0
19-20	4,5	5	0,5		0,5
20-21	4	5	1		1,5
21-22	3	5	2		3,5
22-23	2	5	3		6,5
23-00	1,5	5	3,5		10
Total	100	100	14,5	-14,5	

Les résultats calculés dans le tableau (IV-1) sont représentés graphiquement dans la figure suivante :

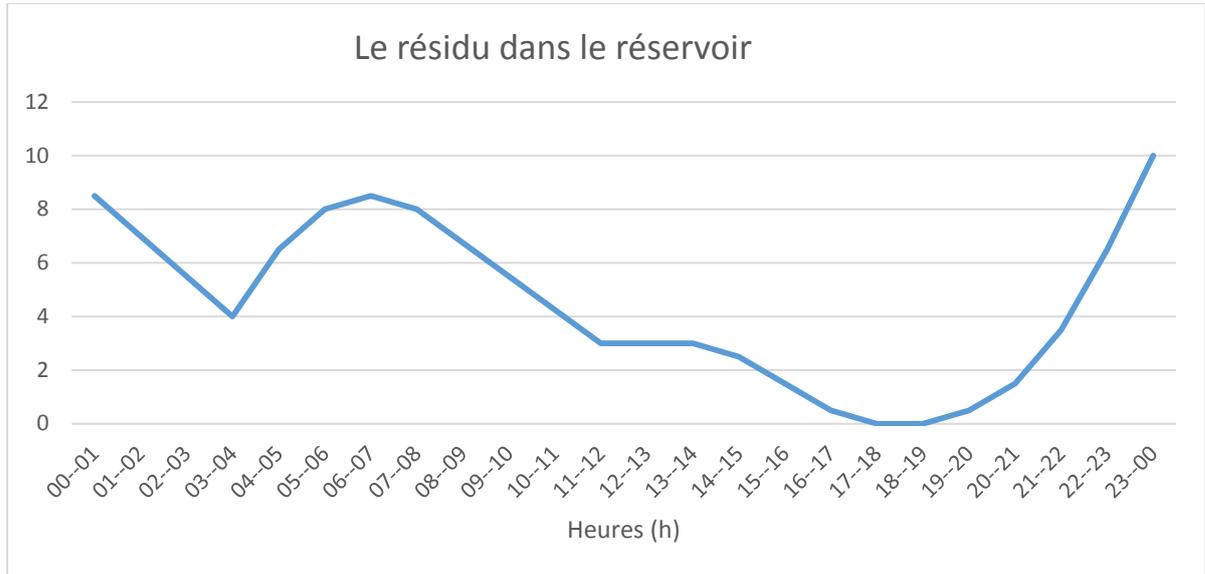


Figure IV-11 : L'évaluation de résidu dans le réservoir en fonction du temps.

Le volume total du réservoir est déterminé par la formule suivante :

$$V_T = V_U + V_{Inc} [m^3] \dots \dots \dots (IV-1)$$

Avec :

- V_T : capacité totale du réservoir projeté en m^3 ;
- V_{Inc} : volume d'incendie estimé à $120 m^3$;
- V_U : volume utile en m^3 .

Sachant que : $V_u = \frac{\alpha(\%)*Q_{max,j}}{100} [m^3] \dots \dots \dots (IV-2)$

Avec :

- α : fraction horaire du débit maximum journalier en (%) ;
- $Q_{max,j}$: la consommation maximale journalière en m^3/j ;

A.N : $V_u = \frac{10*3136.911}{100}$
 $V_u = 313.691 [m^3]$

Donc : $V_T = 313.691 + 120$

$V_T = 433.911 [m^3]$

Donc on réalise un réservoir surélevé de $500 m^3$.

IV.2.2. Dimensionnement du réservoir projeté :

Après avoir déterminé la capacité du réservoir, on calcule alors ses dimensions à l'aide des formules suivantes :

IV.2.2.1. La section du réservoir :

La section du réservoir est déterminée par la formule suivante :

On a : $V_R = S * H [m^3] \dots\dots\dots (IV-3)$

Donc : $S = V_R / H [m^2] \dots\dots\dots (IV-4)$

Avec :

- V_R : volume du réservoir projeté en m^3 ;
- S : section du réservoir en m^2 ;
- H : hauteur de la lame d'eau est limitée le plus souvent entre 3 et 6 m, on prend $H = 5$ m.

A.N : $S = 500 / 5$

$S = 100 [m^2]$

IV.2.2.2. Diamètre du réservoir :

Le diamètre d'un réservoir circulaire est déterminé par la formule suivante :

$$D = \sqrt{\frac{V*4}{\pi*H}} \dots\dots\dots (IV-5)$$

Avec :

- D : diamètre du réservoir en m ;
- V : volume du réservoir (cas d'étude : $V = 500 m^3$) ;
- H : hauteur du réservoir (cas d'étude $H=5$ m).

A.N : $D = \sqrt{\frac{500*4}{\pi*5}}$

$D = 11.287$ m

On prend : $D = 12$ m

IV.2.2.3. La hauteur de la réserve d'incendie :

La hauteur de la réserve d'incendie dans le réservoir est calculée par la formule suivante :

$$H_{Inc} = V_{Inc} * 4 / \pi * D^2 [m] \dots\dots\dots (IV-6)$$

Avec :

- D : diamètre du réservoir en m ;
- V_{Inc} : volume de la réserve d'incendie égale à 120 m³.

A.N : $H_{Inc} = 120 * 4 / \pi * (12)^2$

$$H_{Inc} = 1.06 \text{ m}$$

Les caractéristiques du réservoir projeté sont reportées sur le tableau suivant :

Tableau IV-2 : Caractéristiques du réservoir projeté

Réservoir	V (m ³)	H (m)	Hinc (m)	S(m ²)	D (m)	CTN (m)
R 500	500	5	1.06	100	12	93

IV.3. Entretien des réservoirs et hygiène : [4]

Les réservoirs doivent être conçus, réalisés et entretenus de manière à empêcher l'introduction ou l'accumulation de micro-organismes, de parasites ou de substances constituant un danger potentiel pour la santé des personnes ou susceptibles d'être à l'origine d'une dégradation de la qualité de l'eau destinée à la consommation humaine distribuée.

Pour cela, ils doivent être entièrement nettoyés, rincés, vidangés et désinfectés pour éviter l'apparition de corrosion des parties métalliques qui est due à l'humidité se trouvant dans les réservoirs et pour éviter d'éventuelles fissures.

La procédure complète de nettoyage et de désinfection d'un réservoir comporte les étapes suivantes :

- **Opérations préliminaires** (dont la vidange et l'isolement du réservoir) : Afin que l'immobilisation du réservoir concerné soit la plus courte possible, il est particulièrement important de bien préparer et d'anticiper l'ensemble des opérations. Avant de commencer l'opération de nettoyage et de désinfection, les mesures préalables suivantes doivent être prises :
 - ✓ Informer les usagers concernés et éventuellement certains usagers sensibles (industriels, établissements de santé, etc...);
 - ✓ Réaliser la vidange totale du réservoir.
- **Inspection et diagnostic** : Cette étape est particulièrement importante car elle a pour but de vérifier l'état des structures de l'ouvrage.
- **Nettoyage** : Cette opération est indispensable afin d'éliminer les dépôts présents sur les parois ou au fond des cuves. Le type de nettoyage à effectuer est défini en fonction de la connaissance de la qualité de l'eau et des dépôts identifiés lors de l'inspection.
- **Rinçage** : Si le diagnostic conclut à l'absence de dépôts minéraux visibles, d'algues ou de biofilm, dans ce cas de figure, il est possible de procéder uniquement à un rinçage abondant, suivi d'une désinfection. Et dans le cas contraire, il est nécessaire de procéder au nettoyage du réservoir.
- **Désinfection** : Utilisation de produits biocides chlorés (par exemple eau de javel) pour désinfecter les parois. Ensuite le réservoir est partiellement rempli, de façon à ce que la concentration en chlore de cette eau ne dépasse pas de plus de 0,5 mg/l la concentration en chlore de l'eau de remplissage.
- **Contrôle de la qualité de l'eau et remise en service** : Après tranquillisation de l'eau pendant 6h au minimum, des prélèvements d'échantillons destinés à l'analyse sont effectués. Le réservoir peut alors être remis en service lorsque les résultats sont conformes aux normes.

Et bien sûr il faut respecter certaines normes de sécurité dans les réservoirs afin de protéger l'eau qu'ils contiennent de toute pollution d'origine extérieure donc, les réservoirs doivent :

- Avoir les robinets de puisard pour faciliter le contrôle de l'eau ;
- Comporter une couverture qui protège l'eau contre les variations de température et l'introduction des corps étrangers ;
- Etre aérés par les orifices de grillage.

Conclusion :

Le dimensionnement d'un réservoir est une étape délicate nécessitant un savoir-faire pointu pour répondre aux exigences de la norme et de la réglementation en vigueur. La prise en charge du volet sécurité est primordiale et nécessite des réflexions qui dépassent l'étude à l'utilisation finale pour se rendre compte de toutes les éventualités et éviter la défaillance.

Et après la détermination de la capacité du réservoir, et selon notre calcul, nous avons conclu qu'on doit projeter un réservoir R 500 m³ qui satisfera les besoins en eau de la ville de Boukerroucha à long terme.

Chapitre V : Etude de la distribution

Chapitre V : Etude de la distribution

Introduction :

C'est dans le but d'assurer, à chaque instant aux consommateurs, les débits dont ils ont besoin, sous une pression suffisante que se fait l'étude de la distribution. Pour ce faire, nous faisons appel à un moyen fiable et rapide représenté par le logiciel Epanet.

V.1. Choix du type du réseau de distribution :

Les réseaux de distribution constituent l'ensemble du circuit hydraulique qui permet de véhiculer l'eau potable depuis le réservoir jusqu'à l'abonné.

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

Et suivant la structure et l'importance de cette dernière, on distingue les différents types de réseau de distribution suivants :

- Les réseaux ramifiés ;
- Les réseaux maillés ;
- Réseau mixte.

V.1.1. Les réseaux ramifiés :

Ils sont installés en zone rurale où il est nécessaire de couvrir de longues distances pour desservir les usagers. [3]

Ce sont des réseaux dont les conduites ne sont alimentées que par une seule source située à l'amont un réseau ramifié se termine par des conduites en antenne (aucun d'entre elles n'assure une alimentation en retour). [3]

Ce type de réseau présente, cependant, les avantages et inconvénients qui sont :

- **Avantages :** L'eau circule toujours de façon unilatérale dans les ramifications réduisant ainsi le risque de prolifération bactérienne.
- **Inconvénients :** En cas de coupure d'un tronçon, toutes les ramifications "filles" sont privées d'eau. La sécurisation de la desserte en eau est donc moins grande que pour un réseau maillé.

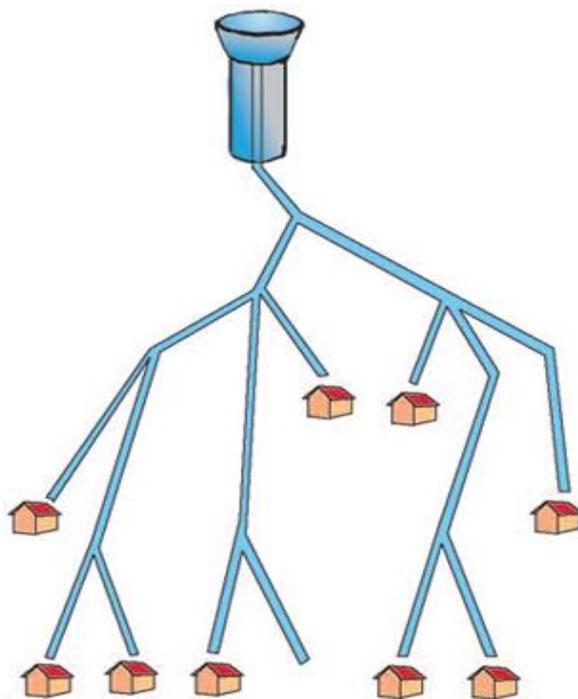


Figure V-1 : Schéma du réseau ramifié. [10].

V.1.2. Les réseaux maillés :

Ce genre dérive du réseau ramifié par la connexion des extrémités des conduites. Ils sont installés pour raccorder les usagers en zone urbaine. Ils permettent une alimentation en retour plus équilibrée. Même s'ils sont coûteux en raison de la sécurité qu'ils procurent, ils sont préférés. [3]

- **Avantages :** Les réseaux maillés garantissent une meilleure sécurisation de l'approvisionnement car l'eau potable peut toujours arriver chez l'utilisateur en suivant plusieurs chemins, avec une répartition plus uniforme de pression et du débit.
- **Inconvénients :** On peut voir apparaître des points de stagnation dans certains tronçons. La stagnation augmente le risque de prolifération bactérienne en cas de défaillance de la chloration.

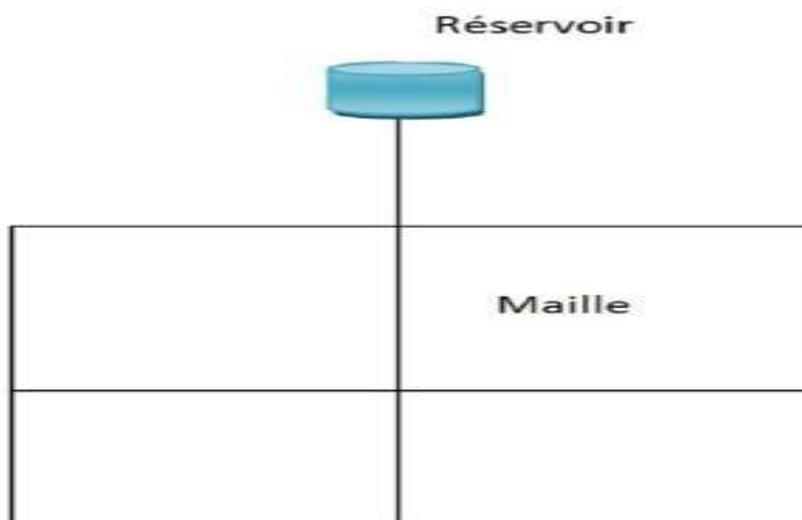


Figure V-2 : Schéma du réseau maillé. [10].

V.1.3. Les réseaux mixtes :

Mélange d'un réseau maillé et d'un réseau ramifié. Ce type est utilisé pour desservir les quartiers en périphérie de l'agglomération par les ramifications issues des mailles utilisées dans le centre. [3]

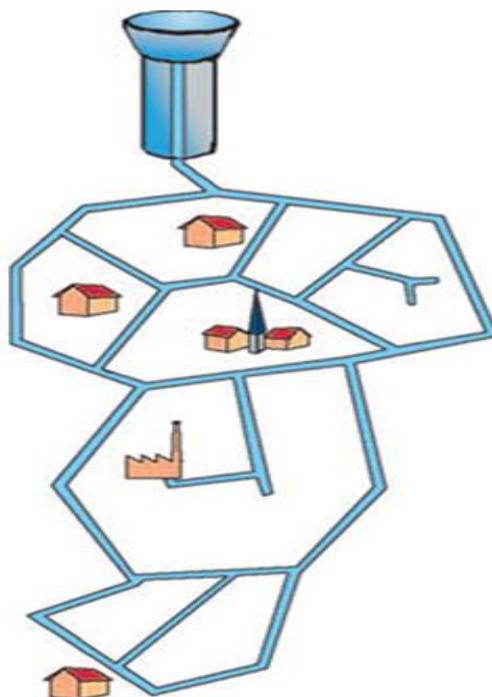


Figure V-3 : Schéma du réseau mixte. [10].

V.2. Conception d'un réseau :

Le choix du type de réseau de distribution est en fonction :

- Du plan d'urbanisme de l'agglomération ;
- Du plan de masse de l'agglomération ;
- De la position des grands consommateurs.

Ou plus explicitement, en fonction :

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

Et pour définir le tracé définitif, on doit prendre en compte les points suivants :

- Eviter les pentes trop fortes ;
- Eviter les zones rocheuses : une tranchée devra être creusée ;
- Penser aux problèmes de propriété de terrain et d'autorisation.

Le type de réseau retenu :

Dans le cadre d'une étude purement technique et économique, pour une meilleure utilisation des infrastructures et pour une distribution raisonnable de l'eau, nous avons opté pour un réseau mixte.

Compte tenu de la bonne répartition des équipements de la ville, le réseau maillé est adopté ; alors qu'une partie ramifiée doit être conçue pour couvrir de longues distances.

V.3. Calcul hydraulique du réseau de distribution :

Le dimensionnement et la détermination des débits dans un réseau s'effectuent de la manière suivante :

- Déterminer la longueur de chaque tronçon du réseau ;
- Déterminer les débits spécifiques ;
- On calcule le débit en route de chaque tronçon ;
- Déterminer les débits supposés concentrés aux nœuds.

V.3.1. Déterminer les débits du réseau :

Le système projeté dans la nouvelle ville de Boukerroucha est le système de distribution avec un réservoir sur élevé. Pour la détermination des différents paramètres hydrauliques du réseau on va étudier les deux cas : cas de pointe et cas de pointe + incendie.

V.3.1.1. Débit spécifique :

Il est défini comme étant le rapport entre le débit de pointe et la somme des longueurs des tronçons du réseau où il y a une distribution et on peut le définir aussi comme étant le volume d'eau consommé par un mètre de canalisation pendant une seconde. [3]

Le débit spécifique se calcule comme suit :

$$Q_{sp} = \frac{Q_p}{\sum L_i} \text{ [l/s/m]} \dots\dots\dots (V-1)$$

Avec :

- Q_{sp} : débit spécifique en (l/s/ml) ;
- $\sum L_i$: somme des longueurs des tronçons du réseau en (m) ;
- Q_p : débit de pointe de la zone en (l/s).

Sachant que : $Q_p = Q_{maxh} - \sum Q_{conc} \text{ [l/s]} \dots\dots\dots (V-2)$

Avec :

- $\sum Q_{conc}$: la somme des débits concentrés (l/s) ; dans notre cas, il n'y a pas de débit concentré ;
- $Q_{max,h}$: la consommation maximale horaire en (l/s).

A.N: $Q_{sp} = \frac{65.8969}{6064.55}$

$$Q_{sp} = 0.011 \text{ [l/s/m]}$$

V.3.1.2. Débit en route :

Le débit en route de chaque tronçon est le produit de sa longueur par le débit spécifique, il est calculé par la formule suivante :

$$Q_r = Q_{sp} * L_i \text{ [l/s]} \dots\dots\dots (V-3)$$

Avec :

- Q_r : débit en route en (l/s) ;
- Q_{sp} : débit spécifique en (l/s/ml) ;
- L_i : longueur du tronçon considéré en (m).

V.3.1.3. Débit 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. [3]

Les débits correspondant en chaque nœud seront calculés par la formule suivante :

$$Q_{ni} = 0.5 * \sum Q_{ri} + \sum Q_{conc} \text{ [l/s]} \dots\dots\dots (V-4)$$

Avec :

- Q_{ni} : débit nodal du nœud concerné (l/s) ;
- $\sum Q_{ri}$: somme des débits en route des tronçons qui entourent le nœud (i) en (l/s) ;
- $\sum Q_{conc}$: débit concentré au nœud (i) en (l/s), pour notre projet on n'a pas de débit concentré : $Q_{conc} = 0$.

V.3.1.3.A- Cas de pointe :

Les résultats de calcul des débits aux nœuds dans le cas de pointe sont représentés dans le tableau ci-après :

Tableau V-1 : Détermination des débits aux nœuds dans le cas de pointe

N° de nœud	Tronçon	Longueur (m)	Qsp (l/s)	Qr (l/s)	Qn (l/s)
N1	Rp-N1	174,01	0,011	1,91411	7,03912
	N1-N2	286,27	0,011	3,14897	
	N1-N3	313,68	0,011	3,45048	
	N1-N4	505,88	0,011	5,56468	
N2	N1-N2	286,27	0,011	3,14897	4,88609
	N2-N5	254,66	0,011	2,80126	
	N2-N6	347,45	0,011	3,82195	
N3	N1-N3	313,68	0,011	3,45048	6,16836
	N3-N4	189,57	0,011	2,08527	
	N3-N5	273,27	0,011	3,00597	
	N3-N8	345	0,011	3,795	

Tableau V-1 : Détermination des débits aux nœuds dans le cas de pointe (suite)

N° de nœud	Tronçon	Longueur (m)	Qsp (l/s)	Qr (l/s)	Qn (l/s)
N4	N1-N4	505,88	0,011	5,56468	7,35339
	N3-N4	189,57	0,011	2,08527	
	N4-N9	641,53	0,011	7,05683	
N5	N2-N5	254,66	0,011	2,80126	3,857865
	N3-N5	273,27	0,011	3,00597	
	N5-N7	173,5	0,011	1,9085	
N6	N2-N6	347,45	0,011	3,82195	6,95431
	N6-N7	593,38	0,011	6,52718	
	N7-N10	323,59	0,011	3,55949	
N7	N5-N7	173,5	0,011	1,9085	7,509865
	N6-N7	593,38	0,011	6,52718	
	N7-N8	598,55	0,011	6,58405	
N8	N3-N8	345	0,011	3,795	7,43468
	N7-N8	598,55	0,011	6,58405	
	N8-N9	408,21	0,011	4,49031	
N9	N4-N9	641,53	0,011	7,05683	6,65357
	N8-N9	408,21	0,011	4,49031	
	N9-A	160	0,011	1,76	
N10	N6-N10	323,59	0,011	3,55949	4,397745
	N10-B	302	0,011	3,322	
	N10-C	174	0,011	1,914	
A	N9-A	160	0,011	1,76	0,88
B	N10-B	302	0,011	3,322	1,661
C	N10-C	174	0,011	1,914	0,957

V.3.1.3.B- Cas de pointe + incendie :

Cette situation est similaire à la situation de pointe, sauf que le nœud NB est considéré comme le plus défavorable en raison de son éloignement et qui doit assurer un flux de feu supplémentaire (17 l/s).

Donc on aura :

$$Q_{NB} = 1,661 + 17 = 18,661 \text{ l/s}$$

V.3.2. Répartition arbitraire des débits :

Notre calcul sera fait à l'aide du logiciel EPANET.

V.3.2.1. Présentation du logiciel EPANET :

EPANET est un logiciel servant à l'analyse de systèmes de distribution d'eau potable. Cette analyse comprend la simulation du comportement hydraulique et qualitatif de l'eau sur de longues durées dans les réseaux sous pression (conduites). [11]

Nous savons que le réseau est composé de tuyaux, nœuds, pompes, vannes, bâches et réservoirs de stockage. EPANET peut calculer différentes variables, telles que la pression de chaque nœud, le débit et la vitesse dans chaque tuyau.

V.3.2.2. Méthode de calcul du logiciel EPANET :

La perte de charge ou charge hydraulique perdue à cause du frottement de l'eau avec les parois du tuyau peut être calculée en utilisant une de ces trois formules.

- Formule de Hazen -Williams ;
- Formule de Darcy-Weisbach ;
- Formule de Chezy-Manning.

La formule de Darcy-Weisbach est théoriquement la plus largement utilisée en Europe. Elle s'applique à tous les régimes d'écoulement et à tous les liquides. [5]

Pour nos calculs du réseau de distribution, on va utiliser celle de **Darcy-Weisbach**.

Nous effectuons nos calculs, moyennant le logiciel de simulation EPANET Version **2.0 français**, il utilise l'algorithme **Darcy-Weisbach** pour déterminer la valeur et le sens du débit réel circulant dans les conduites. [5].

Chaque formule utilise l'équation suivante pour calculer la perte de charge entre les nœuds de début et de fin tuyau :

$$h_L = Aq^B \dots \dots \dots (V-5)$$

Avec :

- h_L : est la perte de charge (en unités de longueur) ;
- q : le débit (Volume/Temps) ;
- A : le coefficient de résistance ;
- B : l'exposant du débit.

Le tableau suivant donne une vue d'ensemble des expressions des coefficients de résistance et la valeur de l'exposant d'écoulement pour la formule **Darcy-Weisbach** :

Tableau V-2 : Formules de perte de charge totale pour toute la longueur de la canalisation : [5]

Formule	Perte de charge totale (A)	Exposant du débit (B)
Darcy-Weisbach	$0.0827 f (\varepsilon, d, q) d^{-5}L$	2
<p>Explication des symboles :</p> <ul style="list-style-type: none"> • ε = coefficient de rugosité de Darcy-Weisbach (m) ; • f = facteur de friction (dépend de ε, d, et q) ; • d = diamètre du tuyau (m) ; • L = longueur du tuyau (m) ; • q = débit (m^3/s). 		

V.3.2.3. Les étapes d'utilisation du logiciel EPANET :

Les étapes de l'utilisation d'EPANET pour modéliser un réseau de distribution d'eau potable sont les suivantes :

- A. Première étape :** consiste à représenter le tracé (réseau) qu'on a dessiné au préalable sur le plan de masse à la main par le logiciel d'Auto-CAD, ensuite l'exporter à partir de ce dernier sous forme d'un métafichier (*.dxf), et enfin l'enregistrer.
- B. Deuxième étape :** consiste à ouvrir EPANET et à importer le métafichier, en l'insérant comme fond d'écran, puis on reproduit le réseau sur EPANET en suivant la forme de ce dernier qui a été inséré comme fond d'écran.
- C. Troisième étape :** on introduit les propriétés de notre réseau :
 - ❖ **Au niveau des nœuds :** le nœud de demande est le point de rencontre des arcs dans le réseau. Ce sont des points d'entrée ou de sortie d'eau. Les exigences d'entrée minimales pour le nœud sont :

- La cote du nœud ;
- La demande en eau (débit au nœud).

Les résultats calculés aux nœuds sont :

- La charge hydraulique (ou hauteur piézométrique) ;
- La pression.

❖ **Au niveau des réservoirs** : un réservoir est un nœud avec une capacité de stockage (y compris le volume d'eau qui peut varier au cours du temps). Les exigences d'entrée minimales pour les réservoirs sont :

- L'altitude du radier ;
- Le diamètre ;
- Le niveau maximal, initial et minimal.

Les résultats calculés dans la simulation sont les suivants :

- La charge ;
- La pression.

❖ **Au niveau des arcs (tuyaux)** : les tuyaux sont des arcs qui transportent l'eau d'un point du réseau à l'autre. EPANET suppose que tous les tuyaux sont pleins à tout instant. L'eau s'écoule de l'extrémité qui a la charge hydraulique la plus élevée à celle qui a la charge hydraulique la plus faible. Les exigences d'entrée minimales pour les arcs sont :

- Les nœuds initial et final ;
- Le diamètre ;
- La longueur ;
- Le coefficient de rugosité (dans notre cas on a des conduites en PEHD, donc on prend 0.01).

Les résultats calculés pour les tuyaux dans la simulation sont :

- Le débit ;
- La vitesse d'écoulement.

V.3.2.4. Résultats de la simulation du réseau avec EPANET :

Après avoir introduit le débit, la hauteur de chaque nœud et la longueur, le diamètre de chaque arc (tuyau), nous commençons la simulation de réseau.

Après plusieurs tests sur le diamètre des conduites, afin d'avoir des vitesses de chaque conduite dans l'intervalle [0,5 – 1,5 m/s], et vu que les pressions aux nœuds ne dépassent pas 60 m.c.e (6 bars) ; notre choix est donc : le tube PEHD PN 10.

V.3.2.4.A. Les diamètres et les vitesses des conduites (cas de pointe) :

Les résultats de la simulation obtenus sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V-3 : Résultats de la simulation pour les conduites du réseau dans le cas de pointe :

ID Arc	Longueur (m)	D_{int} (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Pert.Charge Unit. (m/km)
Tuyau N3-N5	273,27	66	-1,82	0,53	5,04
Tuyau N1-N3	313,68	110,2	-11,48	1,2	11,75
Tuyau N3-N8	345	79,2	-5,32	1,08	14,41
Tuyau N6-N7	593,38	79,2	-3,05	0,62	5,28
Tuyau N6-N10	323,59	141	7,02	0,45	1,47
Tuyau N10-C	174	44	0,96	0,63	11,28
Tuyau N10-B	302	96,8	1,66	0,23	0,69
Tuyau N2-N6	347,45	176,2	-17,02	0,7	2,47
Tuyau N9-A	160	44	0,88	0,58	9,72
Tuyau N1-N4	505,88	141	14,43	0,92	5,39
Tuyau Rp-N1	174,01	352,6	-65,75	0,67	1,01
Tuyau N1-N2	286,27	176,2	-32,8	1,35	8,18
Tuyau N2-N5	254,66	110,2	10,89	1,14	10,68
Tuyau N4-N9	641,53	79,2	-5,25	1,07	14,07
Tuyau N3-N4	189	66	1,82	0,53	5,08
Tuyau N8-N9	408,21	66	2,28	0,67	7,58
Tuyau N5-N7	173,5	110,2	8,86	0,93	7,34
Tuyau N7-N8	598,55	96,8	4,4	0,6	3,88

V.3.2.4.B. Les altitudes et les pressions au niveau des nœuds (cas de pointe) :

Les résultats de la simulation obtenus sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V-4 : Résultats de la simulation pour les nœuds du réseau dans le cas de pointe :

ID Noeud	Altitude (m)	Demande Base (l/s)	Charge (m)	Pression (m)
Noeud N1	93,78	7,03912	119,82	26,04
Noeud N5	88,8	3,8517065	114,76	25,96
Noeud N3	86,9	6,16836	116,14	29,24
Noeud N8	74,53	7,43468	111,17	36,64
Noeud N7	85,1	7,509865	113,49	28,39
Noeud N6	82,58	6,95431	116,62	34,04
Noeud N10	78	4,397745	116,15	38,15
Noeud C	87,11	0,957	114,18	27,07
Noeud B	67,51	1,661	115,94	48,43
Noeud N2	89,61	4,88609	117,48	27,87
Noeud N9	48,42	6,65357	108,07	59,65
Noeud A	32,71	0,88	106,52	73,81
Noeud N4	61,69	7,35339	117,1	55,41
Réservoir Rp	118	Sans Valeur	120	2

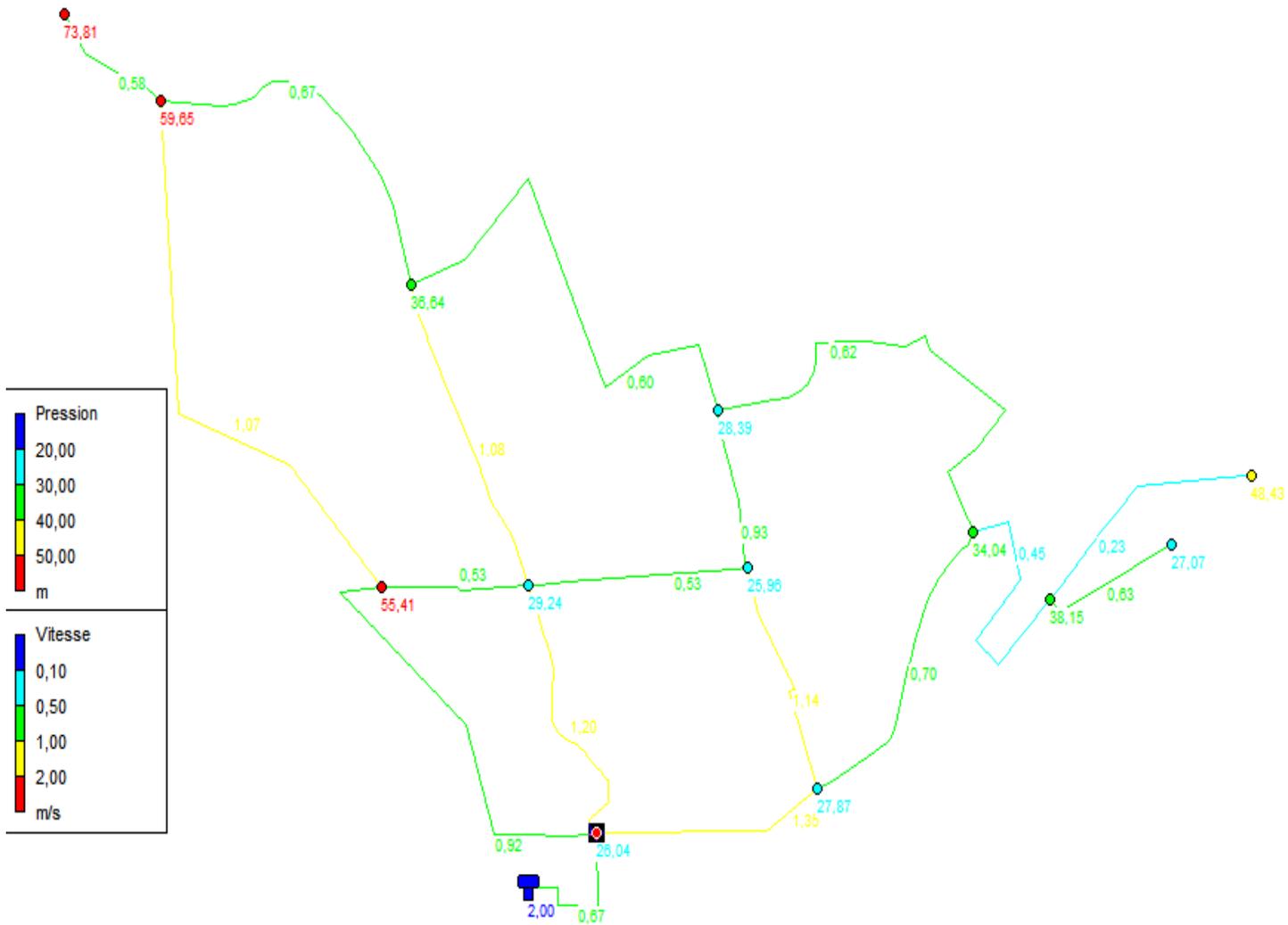


Figure V-4 : Vitesse et pression pour le cas de pointe.

V.3.2.4.C. Les diamètres et les vitesses des conduites (cas de pointe + incendie) :

Les résultats de la simulation obtenus sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V-5 : Résultats de la simulation pour les conduites du réseau dans le cas de pointe + incendie :

ID Arc	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Pert.Charge Unit. (m/km)
Tuyau N3-N5	273,27	66	-2,77	0,81	10,71
Tuyau N1-N3	313,68	110,2	-12,57	1,32	13,87
Tuyau N3-N8	345	79,2	-5,87	1,19	17,25
Tuyau N6-N7	593,38	79,2	-1,72	0,35	1,91
Tuyau N6-N10	323,59	141	24,02	1,54	13,67
Tuyau N10-C	174	44	0,96	0,63	11,28
Tuyau N10-B	302	96,8	18,66	2,54	54,03
Tuyau N2-N6	347,45	176,2	-32,69	1,34	8,13
Tuyau N9-A	160	44	0,88	0,58	9,72
Tuyau N1-N4	505,88	141	15,1	0,97	5,86
Tuyau Rp-N1	174,01	352,6	-82,75	0,85	1,53
Tuyau N1-N2	286,27	176,2	-48,04	1,97	16,52
Tuyau N2-N5	254,66	110,2	10,46	1,1	10,01
Tuyau N4-N9	641,53	79,2	-5,5	1,12	15,34
Tuyau N3-N4	189	66	2,24	0,66	7,34
Tuyau N8-N9	408,21	66	2,03	0,59	6,13
Tuyau N5-N7	173,5	110,2	9,38	0,98	8,13
Tuyau N7-N8	598,55	96,8	3,59	0,49	2,69

V.3.2.4.D. Les altitudes et les pressions au niveau des nœuds (cas de pointe + incendie) :

Les résultats de la simulation obtenus sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V-6 : Résultats de la simulation pour les nœuds du réseau dans le cas de pointe + incendie :

ID Noeud	Altitude m	Demande Base (l/s)	Charge (m)	Pression (m)
Noeud N2	89,61	4,88609	115	25,39
Noeud B	67,51	18,661	91,44	23,93
Noeud C	87,11	0,957	105,79	18,68
Noeud N9	48,42	6,65357	106,93	58,51
Réservoir Rp	118	Sans Valeur	120	2
Noeud N4	61,69	7,35339	116,77	55,08
Noeud A	32,71	0,88	105,37	72,66
Noeud N3	86,9	6,16836	115,38	28,48
Noeud N5	88,8	3,8517065	112,46	23,66
Noeud N1	93,78	7,03912	119,73	25,95
Noeud N8	74,53	7,43468	109,43	34,9
Noeud N10	78	4,397745	107,75	29,75
Noeud N6	82,58	6,95431	112,18	29,6
Noeud N7	85,1	7,509865	111,04	25,94

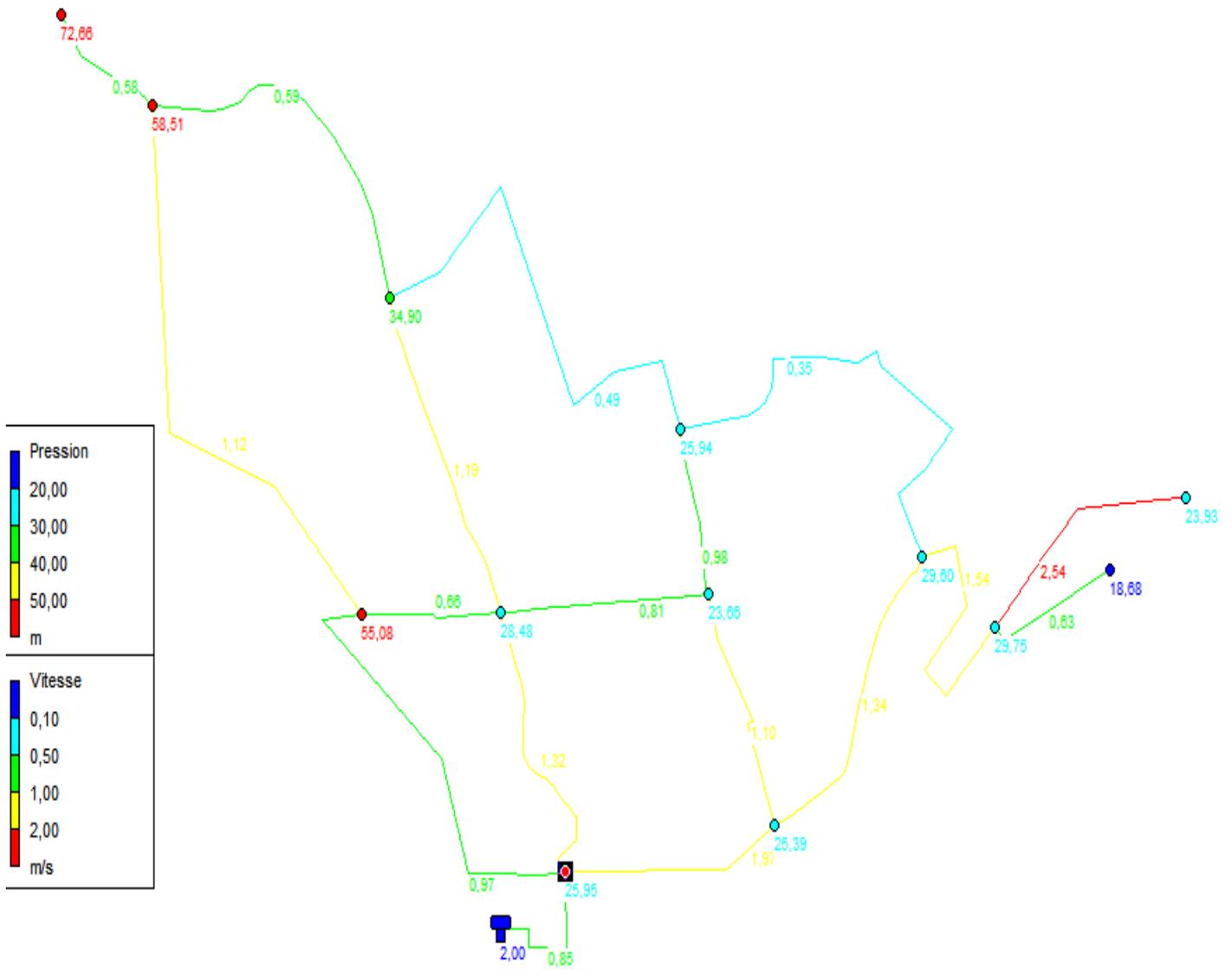


Figure V-5 : Vitesse et pression pour le cas de pointe + incendie.

V.3.3.1. Interprétation des résultats (cas de pointe) :

- ❖ **Les vitesses** : en général sont acceptables à **100%**
- ❖ **Les pressions** : sont dans les normes, sauf celle du nœud $N_A = 73,81\text{m}$.

V.3.3.2. Interprétation des résultats (cas de pointe + incendie) :

- ❖ **Les vitesses** : on a une variation (augmentation ou diminution) par rapport au cas de pointe mais la plus part à 88.89 % sont comprises, entre [0.5 : 1.5] m/s même jusqu'à 2 m/s. Mais par contre au niveau du tronçon (N10-NB) on a eu une vitesse de 2.54 m/s.
- ❖ **Les pressions** : on a eu une diminution de pression par rapport au cas précédent mais ça reste toujours dans les normes à 92.31% sauf celle du nœud $N_A = 72,66\text{ m}$.

D'après ces interprétations ; on doit installer une vanne de réduction de pression avant le nœud N_A . Les exigences d'entrée minimales pour la vanne sont :

- Le type de la vanne (réducteur de pression) ;
- Le diamètre ;
- Consigne.

Les résultats obtenus après avoir introduit la vanne ; sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau V-7 : Résultats de la simulation pour les conduites du réseau dans le cas de pointe (avec vanne) :

ID Arc	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Pert.Charge Unit. (m/km)
Tuyau N3-N5	273,27	66	-1,74	0,51	4,68
Tuyau N1-N3	313,68	110,2	-12,96	1,36	14,67
Tuyau N3-N8	345	79,2	-6,4	1,3	20,16
Tuyau N6-N7	593,38	79,2	-3,5	0,71	6,75
Tuyau N6-N10	323,59	141	7,02	0,45	1,47
Tuyau N10-C	174	44	0,96	0,63	11,28
Tuyau N10-B	302	96,8	1,66	0,23	0,69
Tuyau N2-N6	347,45	176,2	-17,47	0,72	2,59
Tuyau N9-A	160	44	0,88	0,58	9,72
Tuyau N1-N4	505,88	141	17,91	1,15	7,99
Tuyau Rp-N1	174,01	352,6	-72,4	0,74	1,2
Tuyau N1-N2	286,27	176,2	-34,49	1,41	8,97
Tuyau N2-N5	254,66	110,2	12,13	1,27	13,01
Tuyau N4-N9	641,53	79,2	-9,21	1,87	39,22
Tuyau N3-N4	189	66	1,35	0,39	2,96
Tuyau N5-N7	173,5	110,2	10,03	1,05	9,19
Tuyau N7-N8	598,55	96,8	6,02	0,82	6,82
Tuyau N8-- N.A.V	408,21	66	4,98	1,46	30,97
Vanne V	Sans Valeur	66	-1,67	0,49	5

Tableau V-8 : Résultats de la simulation pour les nœuds du réseau dans le cas de pointe (avec vanne) :

ID Noeud	Altitude (m)	Demande Base (l/s)	Charge (m)	Pression (m)
Noeud N1	93,78	7,03912	119,79	26,01
Noeud N5	88,8	3,8517065	113,91	25,11
Noeud N3	86,9	6,16836	115,19	28,29
Noeud N8	74,53	7,43468	108,23	33,7
Noeud N7	85,1	7,509865	112,32	27,22
Noeud N6	82,58	6,95431	116,32	33,74
Noeud N10	78	4,397745	115,85	37,85
Noeud C	87,11	0,957	113,88	26,77
Noeud B	67,51	1,661	115,64	48,13
Noeud N2	89,61	4,88609	117,22	27,61
Noeud N9	48,42	6,65357	90,59	42,17
Noeud A	32,71	0,88	89,04	56,33
Noeud N4	61,69	7,35339	115,75	54,06
Noeud N.A.V	48,42	6,65357	95,59	47,17
Réservoir Rp	118	Sans Valeur	120	2

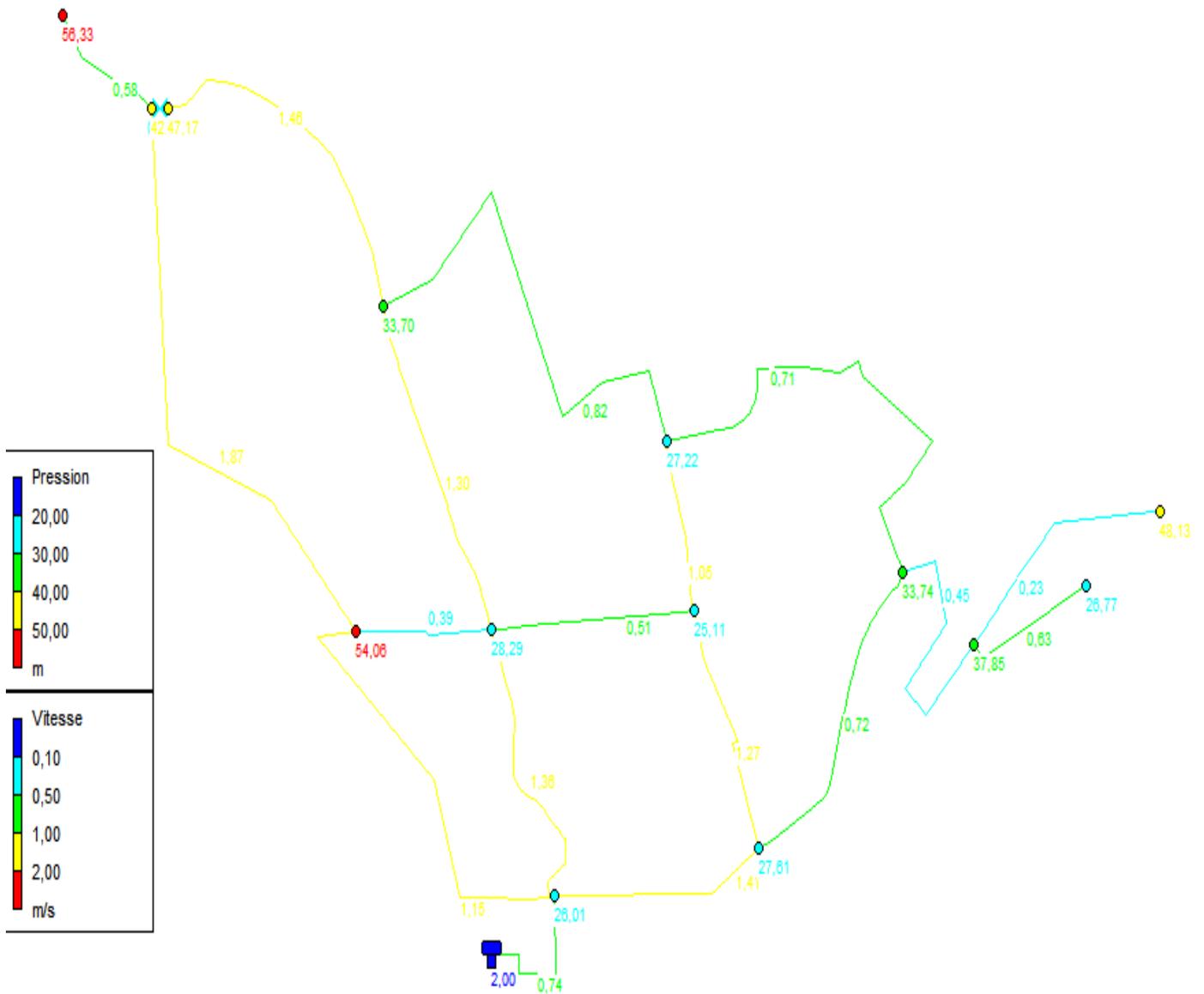


Figure V-6 : Vitesse et pression pour le cas de pointe (avec vanne).

Tableau V-9 : Résultats de la simulation pour les conduites du réseau dans le cas de pointe + incendie (avec vanne) :

ID Arc	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Pert.Charge Unit. (m/km)
Tuyau N3-N5	273,27	66	-2,75	0,8	10,57
Tuyau N1-N3	313,68	110,2	-13,97	1,47	16,83
Tuyau N3-N8	345	79,2	-6,89	1,4	23,09
Tuyau N6-N7	593,38	79,2	-2,33	0,47	3,26
Tuyau N6-N10	323,59	141	24,02	1,54	13,67
Tuyau N10-C	174	44	0,96	0,63	11,28
Tuyau N10-B	302	96,8	18,66	2,54	54,03
Tuyau N2-N6	347,45	176,2	-33,3	1,37	8,41
Tuyau N9-A	160	44	0,88	0,58	9,72
Tuyau N1-N4	505,88	141	18,55	1,19	8,52
Tuyau Rp-N1	174,01	352,6	-89,4	0,92	1,76
Tuyau N1-N2	286,27	176,2	-49,84	2,04	17,69
Tuyau N2-N5	254,66	110,2	11,66	1,23	12,19
Tuyau N4-N9	641,53	79,2	-9,36	1,9	40,38
Tuyau N3-N4	189	66	1,84	0,54	5,14
Tuyau N5-N7	173,5	110,2	10,55	1,11	10,09
Tuyau N7-N8	598,55	96,8	5,37	0,73	5,56
Tuyau N8-- N.A.V	408,21	66	4,83	1,41	29,32
Vanne V	Sans Valeur	66	-1,82	0,53	5

Tableau V-10 : Résultats de la simulation pour les nœuds du réseau dans le cas de pointe + incendie (avec vanne) :

ID Noeud	Altitude (m)	Demande Base (l/s)	Charge (m)	Pression (m)
Noeud N1	93,78	7,03912	119,69	25,91
Noeud N5	88,8	3,8517065	111,52	22,72
Noeud N3	86,9	6,16836	114,41	27,51
Noeud N8	74,53	7,43468	106,45	31,92
Noeud N7	85,1	7,509865	109,77	24,67
Noeud N6	82,58	6,95431	111,71	29,13
Noeud N10	78	4,397745	107,28	29,28
Noeud C	87,11	0,957	105,32	18,21
Noeud B	67,51	18,661	90,97	23,46
Noeud N2	89,61	4,88609	114,63	25,02
Noeud N9	48,42	6,65357	89,48	41,06
Noeud A	32,71	0,88	87,92	55,21
Noeud N4	61,69	7,35339	115,38	53,69
Noeud N.A.V	48,42	6,65357	94,48	46,06
Réservoir Rp	118	Sans Valeur	120	2

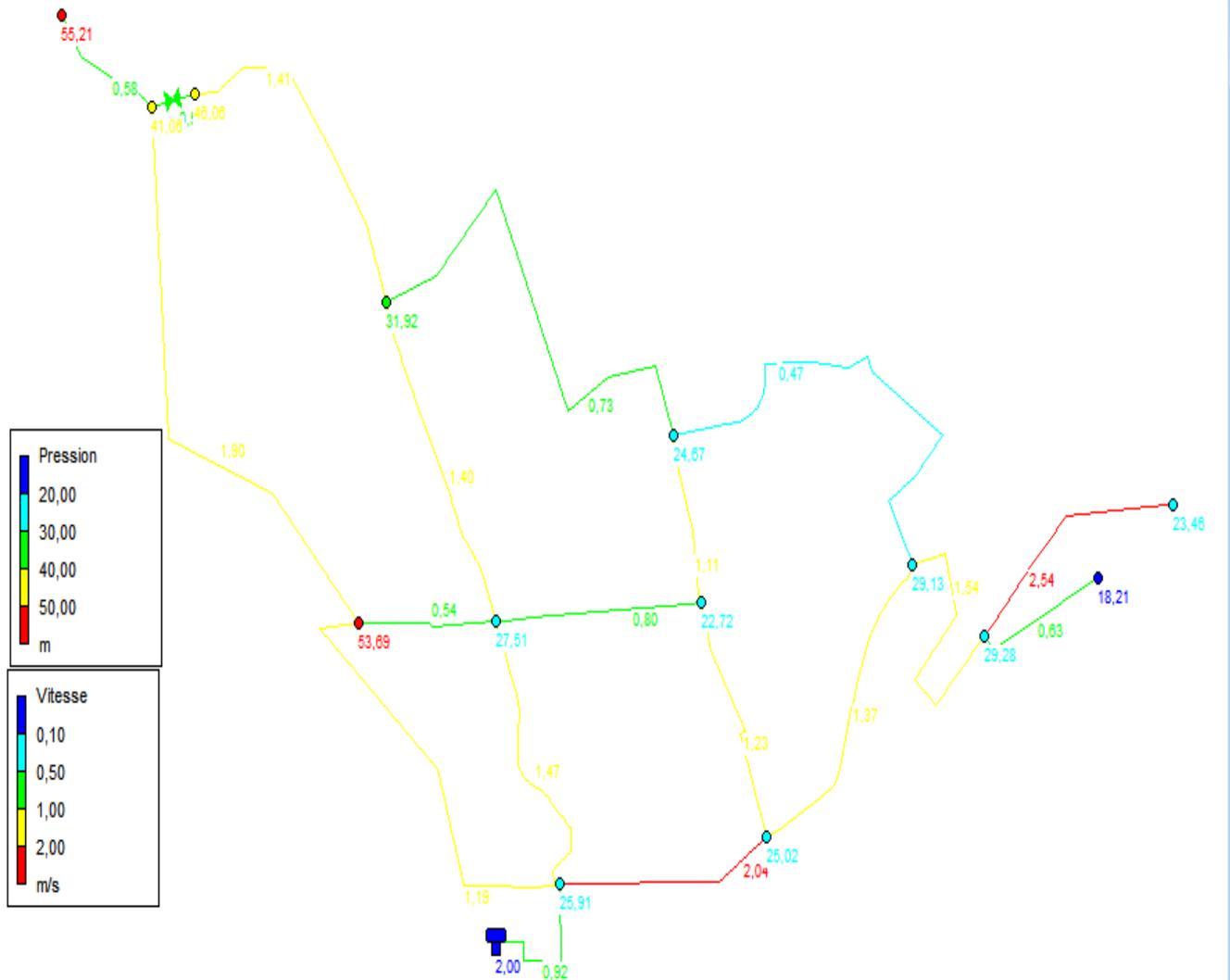


Figure V-7 : Vitesse et pression pour le cas de pointe + incendie (avec vanne).

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons dimensionné notre réseau de distribution type mixte, pour l'approvisionnement en eau potable de l'agglomération de Boukerroucha, que nous avons projeté ; sur une longueur linéaire de 6064,55 m à l'aide du logiciel EPANET. Ceci pour des vitesses et des pressions conformes aux normes, cela permettra de satisfaire la demande de l'eau de l'agglomération avec les meilleurs paramètres hydrauliques de l'écoulement.

L'ensemble des diamètres de ce réseau varient de 50 à 400 mm, tous les tuyaux sont en PEHD PN 10.

Et pour les vitesses qui sont légèrement faibles ; nous recommandons des vidanges périodiques pour éviter le colmatage et la sédimentation dans ces conduites.

Chapitre VI : Pose et protection des conduites

Chapitre VI : Pose et protection des conduites

Introduction :

Afin d'assurer le bon fonctionnement hydraulique d'un réseau de distribution d'eau et d'adduction, il est nécessaire de connaître les différentes techniques de pose de canalisations qui dépendent essentiellement de la nature des terrains de pose et aussi il est forcément utile d'équiper le réseau de composants accessoires dont les rôles sont :

- La protection des conduites ;
- Changer la direction d'écoulement ;
- Changement de section de conduites ;
- Contrôler les pressions et les débits ;
- Purger, vidanger et isoler les tuyaux.

VI.1.1. Pose de canalisation dans un terrain ordinaire : [3]

- La canalisation est posée dans une tranchée d'une largeur minimale de 60 cm ;
- La profondeur de la tranchée doit lui permettre de recevoir le lit de pose, la conduite et l'épaisseur du remblai (minimum 80 cm) ;
- Le fond de la tranchée est recouvert d'un lit de gravier de 15 à 20 cm d'épaisseur, convenablement nivelé ;
- Avant l'excavation, les canalisations sont triées pour écarter celles qui ont subi des chocs, des fissures... après cela, en pratique la descente dans le lit se fait soit manuellement soit mécaniquement ;
- La tranchée est ensuite remblayée, jusqu'à 0,30 m au-dessus de la conduite, par couches successives arrosées et bien tassées avec de la terre purgée de pierre.

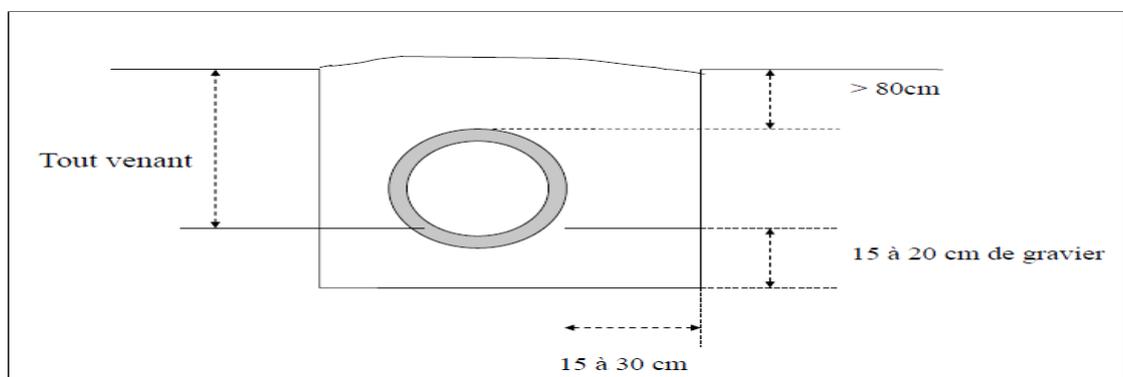


Figure VI-1 : Pose de conduite en tranchée dans un terrain ordinaire (Alimentation en eau potable des agglomérations, Mr B.SALAH ,2014).

VI.1.2. Pose de conduite dans un terrain peu consistant :

- Pour éviter tout mouvement ultérieur, la conduite doit être posée sur une semelle en béton armé ou non avec interposition d'un lit de sable. La semelle peut être continue ou non selon la nature du sol ; [3]
- Si la canalisation repose sur des tasseaux, ceux-ci doivent être placés près des joints et supportés par des piquets enfoncés dans le bon sol.

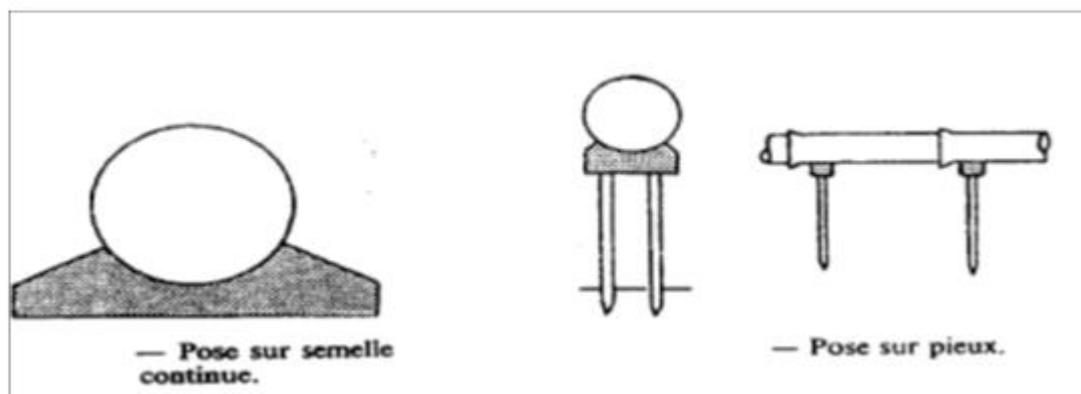


Figure VI-2 : Pose de conduite en tranchée dans un terrain peu consistant (Alimentation en eau potable des agglomérations, Mr B.SALAH ,2014).

VI.1.3. Pose de conduites dans un terrain marécageux :

- Il est prévu dans la tranchée un moyen de drainage (canalisation par exemple) recouvert d'un lit de gravier de gros calibre puis d'un lit en béton armé sur lequel repose la canalisation. [3]

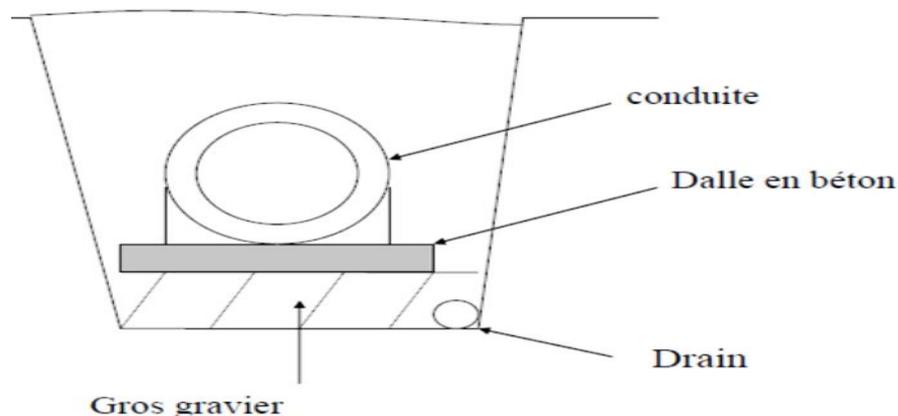


Figure VI-3 : Pose de conduite en tranchée dans un terrain marécageux (Alimentation en eau potable des agglomérations, Mr B.SALAH ,2014).

VI.1.4. Pose de canalisation en galerie :

Un canal est prévu pour éviter et évacuer l'eau stagnante dans la galerie et la rejeter dans l'égout voisin. Les canalisations de petit diamètre peuvent être dans un manchon de plus grand diamètre reposant sur des tasseaux en béton. Les vannes d'arrêt sont placées des deux côtés de la route. [3]

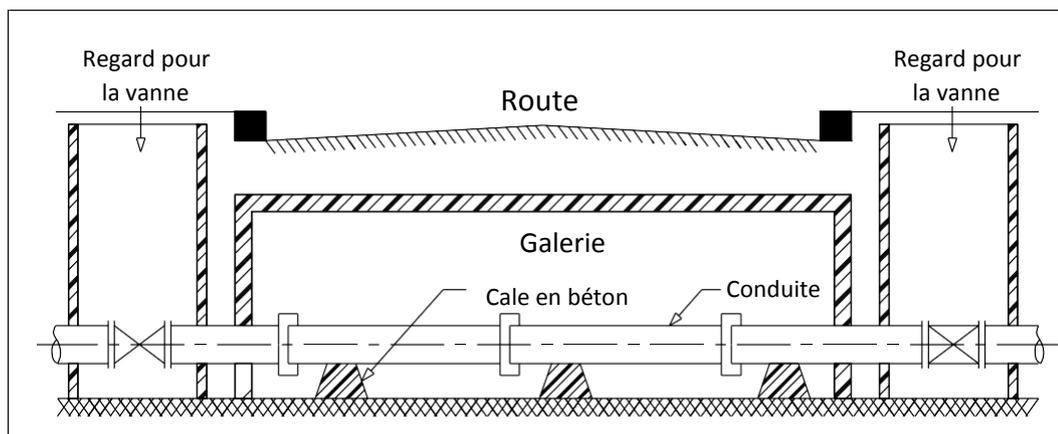


Figure VI-4 : Pose de conduite en galerie. [3]

VI.1.5. Traversée d'une rivière : [3]

- La pose de canalisation à la traversée d'une rivière demande certains travaux confortatifs en fonction de l'état de la traversée et de l'importance de l'adduction.
- L'existence d'un pont route servira également de support de la canalisation, où celle-ci sera accrochée au tablier.
- La canalisation pourra suivre le lit de la rivière, elle sera posée sur des ouvrages spéciaux (tasseaux par exemple) et couverte de tout-venant contre les chocs (dû à la navigation par exemple).
- Dans ce cas de traversée par le fond, on opte pour des canalisations en acier et en polyéthylène du fait de leur élasticité. Les joints types soudés sont maintenus par des butées de béton posées de part et d'autre des joints.
- Le revêtement des conduites en acier est fait à base d'un antirouille en plusieurs couches.

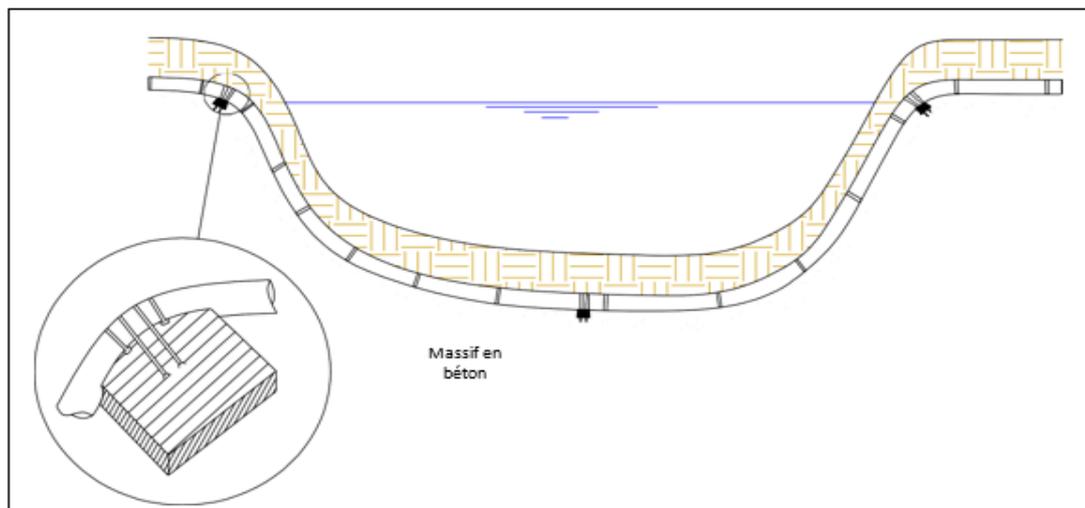


Figure VI-5 : Traversée d'une rivière. [3]

VI.1.6. Pose sans ouverture de tranchée : [3]

- Initialement mise en œuvre pour des franchissements d'obstacles délicats (voie de chemin de fer, chaussée à forte circulation, cours d'eau, etc.), les techniques de pose sans ouverture de tranchée sont de plus en plus répandues, en milieu urbain notamment.
- Parmi les avantages : il faut relever une moindre gêne pour les riverains des chantiers, une sécurité accrue pour le personnel et pour les autres réseaux ou équipements enterrés, parfois une réduction des coûts.
- L'usage différencie les techniques de fonçage pour les diamètres 800 mm et plus, et les techniques de forages pour les diamètres inférieurs.

VI.1.6.1. Pose par fonçage :

La méthode consiste à pousser, à l'aide de vérins un fourreau perforant, en prenant appui sur un ancrage transversal. Un outil désagrège le terrain devant et à l'intérieur du fourreau.

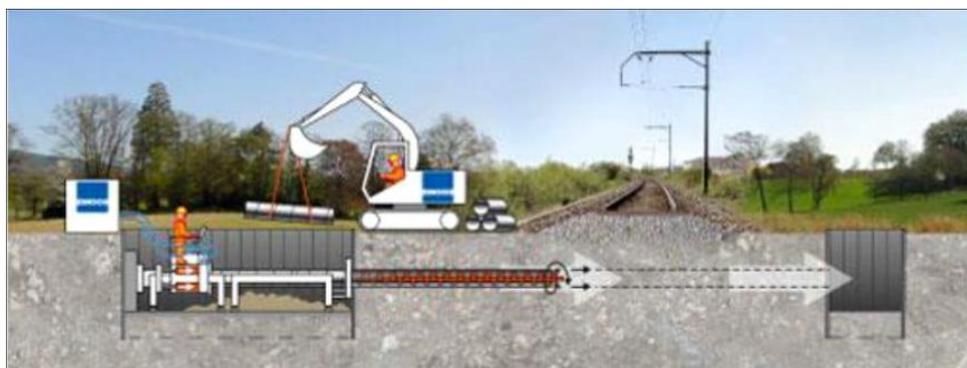


Figure VI-6 : Pose par fonçage. [3]

VI.1.6.2. Pose par forage dirigé : [3]

La pose d'une canalisation par forage dirigé est réalisée en deux étapes. Après reconnaissance soigneuse du sous-sol :

- ❖ **Forage du trou pilote** : à l'aide d'une tête pilotée et orientable qui creuse le terrain.
- ❖ **Alésage du trou pilote et tirage des tuyaux en fonte ou en PEHD** : le train des tiges installé dans le forage à l'issue de l'étape « trou pilote » une tête d'alésage suivie des tuyaux en fonte ou en PEHD assemblés les uns aux autres au fur et à mesure de l'avancement.

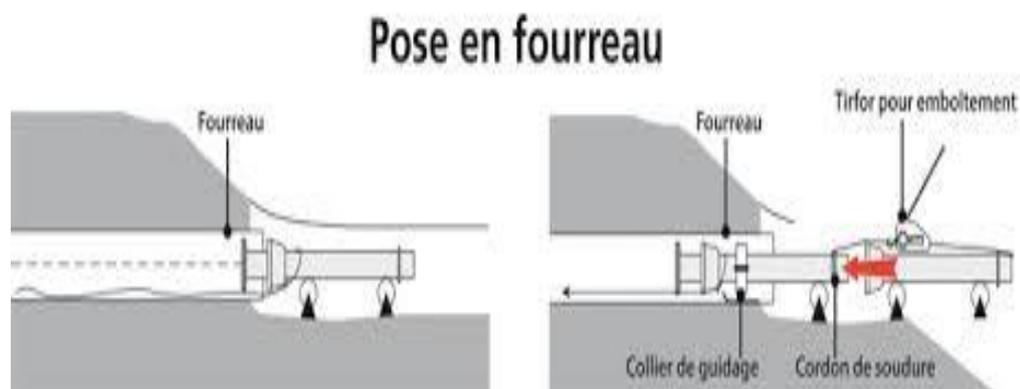


Figure VI-7 : Pose par forage dirigé. [3]

VI.1.7. Pose en pente :

Au-delà d'une certaine pente (25%), les frottements entre canalisations et les terres sont insuffisants pour maintenir la conduite, il convient alors d'équilibrer la composante axiale de gravité par l'utilisation de butées d'encrage ou de joints verrouillés, les deux techniques pouvant être associées. [3]

Une fois le remblai fait, on procède au nivellement qui consiste à étaler les terres qui sont en monticule, ensuite au compactage pour augmenter la densité des terres et éviter le tassement par la suite.

VI.2. Equipement du réseau de distribution (Appareils et accessoires) :

Dans ce qui suit, nous présenterons les accessoires qui compléteront le cadre et la conception du nouveau réseau de distribution prévu par la ville de Boukerroucha.

Un réseau sans pièces jointes ne fonctionnera jamais à son efficacité maximale, en particulier lorsqu'il est obsolète. En ce sens, ces pièces et accessoires sont indispensables, notamment pour un meilleur fonctionnement et une meilleure gestion des réseaux d'alimentation en eau potable.

VI.2.1. Les canalisations : les réseaux de distribution sont constitués de :

- ✓ **Conduites principales :** qui proviennent d'un réservoir ou d'un pompage. Ils assurent l'alimentation des conduites secondaires.
- ✓ **Conduites secondaire :** qui assurent la liaison entre les conduites principales et les branchements.

VI.2.2. Robinets vannes : Ils sont placés à chaque nœud, et permettent l'isolement des différentes sections du réseau lors d'une réparation sur le réseau. [9]

Ils permettent ainsi d'ajuster les débits, et le nombre de vanne doit être égal au nombre de branches moins 1.

Leur manœuvre s'effectue : manuellement depuis le sol à l'aide d'une clé dite "béquille", cette clé est insérée dans une serrure à clé placée sur le trottoir (facilement accessible).

Il existe plusieurs types de vannes dont on peut citer :

- ✓ **Vanne à coin (à opercule) :** est conçue pour une utilisation complètement ouverte ou entièrement fermée, elle est installée sur les conduites afin de faire un isolement et ne peut pas être utilisée pour faire un réglage. [9]



Figure VI-8 : Robinets vanne à opercule. [1]

- ✓ **Vannes papillons** : est ainsi conçue pour une ouverture et une fermeture rapide, c'est un dispositif de régulation ou d'interruption de débit. [9]



Figure VI-9 : Vanne papillon. [1]

- ✓ **Vannes de décharge** : ces robinets sont situés au point le plus bas du réseau de distribution pour permettre la vidange.

VI.2.3. Ventouses : sont des organes placés aux points les plus élevés du réseau pour réduire la formation de vide dans les systèmes hydrauliques.

Les ventouses ont deux fonctions inverses :

- ✓ Evacuation d'air à haut débit lors de la mise en eau des canalisations ;
- ✓ Admission d'air à grand débit lors de la vidange des canalisations (protection du réseau contre la mise en dépression des canalisations en cas de rupture de conduite). [9]



Figure VI-10 : Ventouse. [1]

VI.2.4. Bouches ou poteau d'incendie : la principale différence entre ces appareils est la place qu'ils occupent sur l'espace public. Une bouche d'incendie ne dépasse pas le niveau du trottoir alors que le poteau d'incendie s'élève de plusieurs décimètres au-dessus du trottoir. [9]

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 de 10 m (1 bar) et ils doivent espacées de (200m à 400m) les uns des autres.

VI.2.5. Clapets : un clapet anti-retour est un dispositif installé sur une conduite leur rôle est de de contrôler le sens de circulation de l'eau. Leur emploi est généralement dans les stations de pompage ou ils sont souvent disposés à la sortie même des pompes, entre celles-ci et les robinets de sectionnement. On en trouve également sur les canalisations de distribution.

Il existe aussi des clapets qui font office de limiteur de débit, ou qui permettent d'assurer un débit minimum.



Figure VI-11 : Clapets anti-retours. [1]

VI.2.6. Régulateurs de pression : ces dispositifs permettent d'ajuster la pression de sorte que seule la pression requise soit fournie au réseau de distribution.

VI.2.7. Les raccords : on a : [9]

- ✓ **Les coudes :** utilisés en cas de changement de direction ; généralement, les coudes sont maintenus par des massifs de butées, convenablement dimensionnés.
- ✓ **Les cônes :** sont utilisés pour relier les conduites de diamètres différents, on distingue : des cônes à deux emboitements ; des cônes à emboitement et bride.

- ✓ **Les Tés** : ils sont utilisés au niveau d'un réseau pour soutirer ou ajouter un débit.
- ✓ **Les croix de jonction** : ils sont utilisés au niveau des nœuds pour le croisement des deux conduites perpendiculaires.



Figure VI-12 : Pièces spéciales du raccord. [1]

VI.2.8. Organes de mesure : [3]

VI.2.8.1. Mesure de débit :

Les appareils les plus utilisés au niveau des installations hydrauliques sont :

- Le diaphragme ;
- Le venturi ;
- La tuyère.

Ce sont des appareils déprimogènes. La mesure s'effectue avec un capteur de pression différentielle. L'inconvénient des débitmètres est leur faible précision à débit réduit.

On crée une contraction de la section d'écoulement. Cette contraction entraîne une augmentation de la vitesse d'écoulement au droit de l'appareil se traduisant par une diminution de la pression.

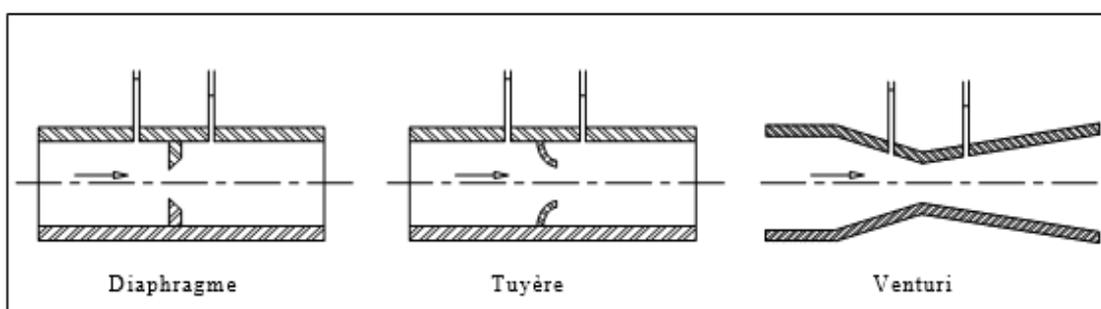


Figure VI-13 : Débitmètres déprimogènes. [3]

VI.2.8.2. Mesure de la pression : la pression se mesure par des manomètres :

- Manomètre à soufflet ;
- Manomètre à capsule ;
- Manomètre à membrane.

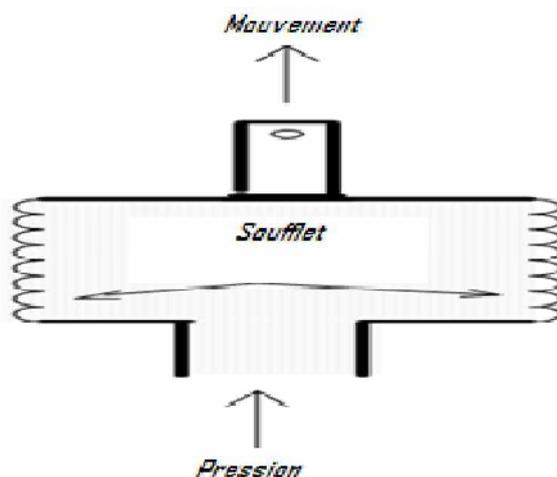


Figure VI-14 : Manomètre à soufflet. [3]

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons cité les différents accessoires nécessaires pour notre réseau projeté : robinets vannes ; ventouses ; clapets ; les organes de mesure (de pression, de débit)...qui doivent être installés attentivement pour assurer le bon fonctionnement du réseau. Comme le sol de la zone de Boukeroucha est ordinaire, il est recommandé de suivre les étapes de pose de la canalisation dans un terrain ordinaire.

Chapitre VII : Organisation des travaux

Chapitre VII : Organisation des travaux

Introduction :

La phase de réalisation est l'aboutissement des phases précédentes dans les meilleures conditions et dans les plus brefs délais. Cette étape est de la responsabilité du maître d'œuvre sous contrôle du maître d'ouvrage.

VII.1. Différents travaux à entreprendre : entreprendre un projet d'approvisionnement en eau potable requiert les étapes suivantes :

VII.1.1. Travaux concernant la mise en place des canalisations : on a :

A- Implantation du tracé des tranchées sur le terrain :

Matérialisation : on matérialise l'axe de la tranchée sur le terrain avec des jalons placés en ligne droite et espacés de 50 m. On effectue ce travail en mesurant sur le plan leurs distances par des repères fixés où des bornes. La direction des axes et leurs extrémités sont ainsi bien déterminées. [3]

Nivellement : le nivellement est la mesure des différences d'altitudes entre deux ou plusieurs points situés sur une pente uniforme. Lorsque le terrain compte des obstacles on procède au nivellement par cheminement et par un simple calcul, on détermine la hauteur de chaque point ainsi que la profondeur de tranchée en point. [3]

B- Excavation des tranchées :

Enlèvement de la couche végétale : pour effectuer cette opération, nous avons choisi un bulldozer.

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

- ❖ **Largeur de la tranchée :** elle doit être au minimum 0.60 m pour faciliter les travaux. Elle sera calculée en fonction du diamètre de la conduite, en laissant 0.30 m d'espace de chaque côté de celle-ci. [3]

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

$$B = D + (2 \times 0,30) [m] \dots \dots \dots (VII-1)$$

Avec :

- B : largeur de la tranchée (m) ;
- D : diamètre de la conduite (m).

- ❖ **La profondeur de la tranchée :** la profondeur doit être suffisante. Elle varie de 0.60 m à 1.20 m pour assurer la protection de la conduite contre les variations de la température et le risque d'écrasement sous l'effet des charges et des surcharges. [3]

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

$$H = D + H1 + H2 \text{ [m]} \dots\dots\dots \text{(VII-2)}$$

Avec :

- H : la profondeur de la tranchée (m) ;
- D : diamètre de la conduite (m) ;
- H1 : profondeur du lit de pose prise égale à 0.2 m ;
- H2 : distance verticale séparant la génératrice supérieure de la conduite à la surface du sol (m).

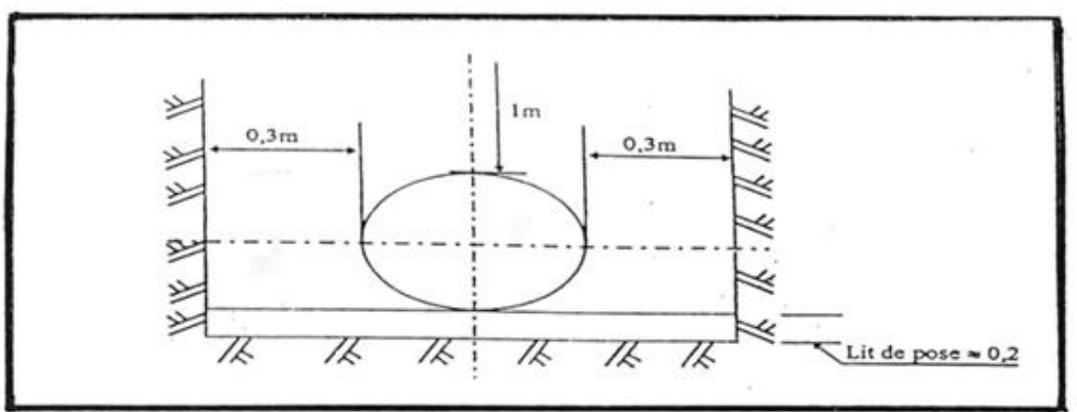


Figure VII-1 : Pose en tranchée. [3]

- ❖ **Lis de pose :** avant la pose de conduite, on procède à la pose d'un lit de sable de 0,15 m à 0,2 m d'épaisseur nivelée suivant les côtes du profil en long. [3]

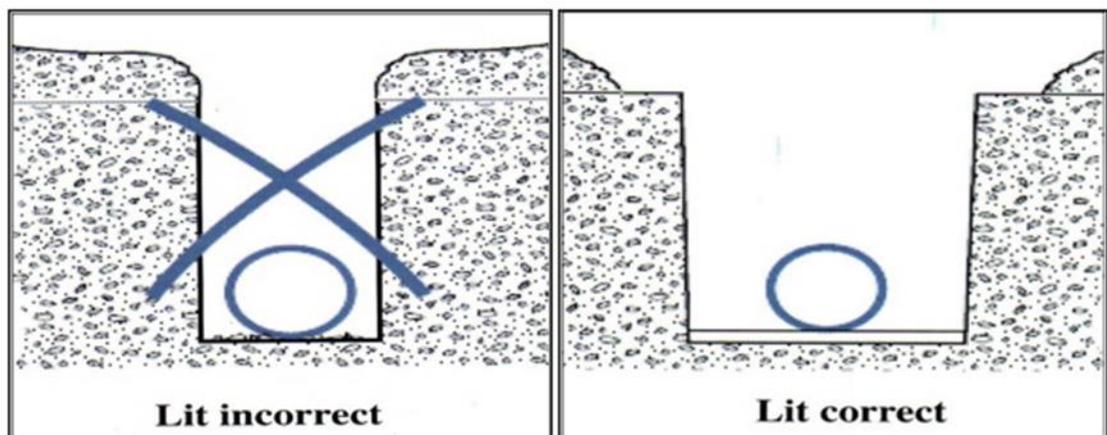


Figure VII-2 : Lit de pose. [3]

- ❖ **L'assise** : au-dessus du lit de pose et jusqu'à la hauteur de l'axe de la canalisation, le matériau de remblai est poussé sous les flancs de la canalisation et compacté de façon à éviter tout mouvement de celle-ci et lui constituer l'assise prévue. [3]

L'ensemble du lit de pose et l'assise constituent l'appui :

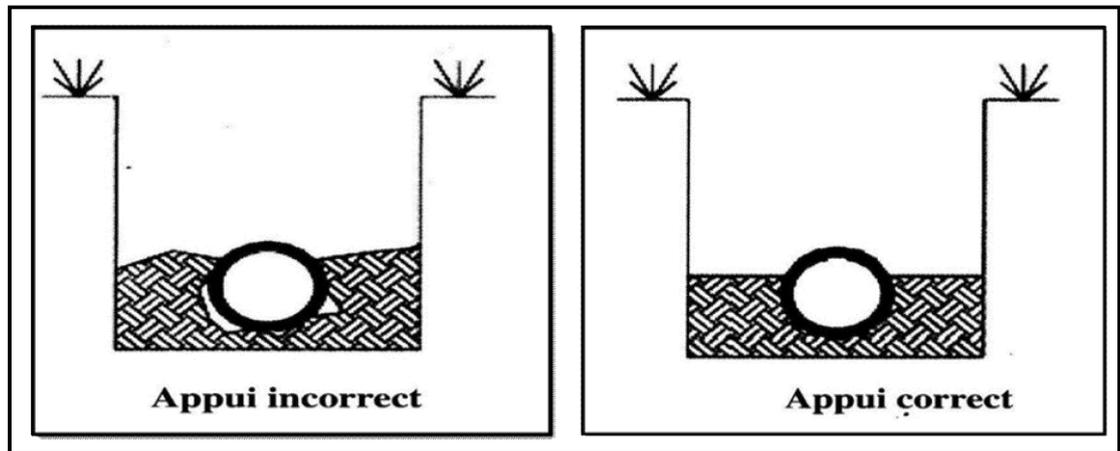


Figure VII-3 : Appui des conduites. [3]

C- Pose des conduites : [3]

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

D- Epreuve de joints et de la canalisation : pour plus de sécurité, le test de pression des tuyaux et des joints est effectué avant le remblayage, il est réalisé à l'aide d'une pompe d'essai, qui consiste à remplir la conduite en eau sous pression 1,5 fois la pression de service à laquelle la conduite sera soumise pendant le fonctionnement. Ce test doit durer environ 30 minutes, la variation ne devant pas dépasser 0,2 bar. [3]

E- Remblayage des tranchées : une fois les tests réussis, la mise en place du remblai bien tassé est réalisée manuellement à l'aide du sol des déblais. Le remblayage doit être effectué par couches de 20 à 30 cm. Cette étape comprend généralement deux phases principales :

a- Le remblai d'enrobage : comprend le lit de pose, l'assise, le remblai de protection. Le remblai directement en contact avec la canalisation, jusqu'à une hauteur uniforme de 10cm au-dessus de sa génératrice supérieure, doit être constitué du même matériau que celui de lit de pose. [3]

b- Le remblai supérieur : l'exécution du remblai supérieur peut comporter la réutilisation des déblais d'extraction de la fouille, si le maître de l'ouvrage l'autorise. [3]

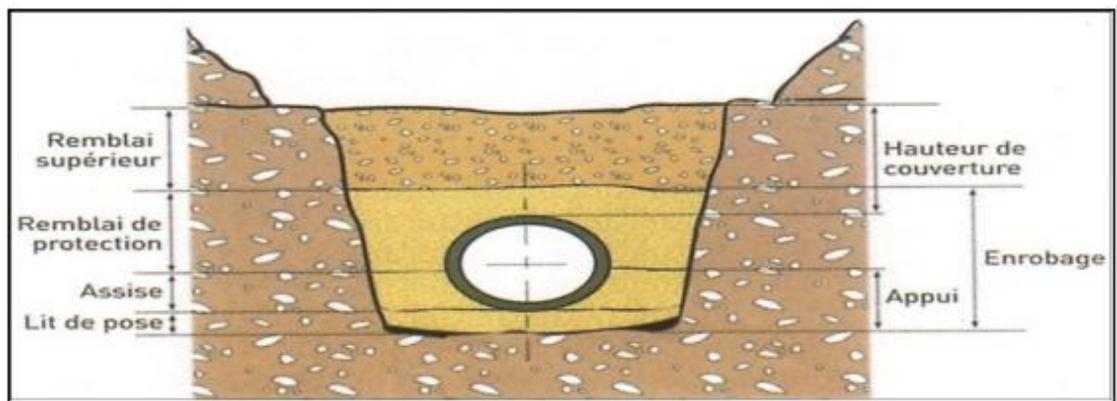


Figure VII-4 : Remblayage des tranchées. [3]

F- Nivellement et compactage : une fois le remblai fait, on procède au nivellement qui consiste à étaler les terres, ensuite au compactage pour augmenter la densité des terres.

G- Désinfection du réseau : lors de la pose, de la terre ou de la poussière peuvent être introduites à l'intérieur des canalisations, pour éliminer ces corps étrangers, il est indispensable de nettoyer et de rincer le réseau avant de livrer l'eau à la consommation publique.

VII.1.2. Travaux concernant le réservoir projeté :

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

VII.2. Définitions des engins de terrassement utilisés :

Il existe différents types d'engins hydrauliques : premièrement, il y a les engins de chantier qui regroupe la bétonnière (nécessaire pour la préparation du béton), le bulldozer (recommandé pour effectuer un terrassement), la pelle mécanique (pour creuser ou charger des matériaux), etc.

VII.2.1. La bétonnière :

Une bétonnière est une machine servant à malaxer les différents constituants du mortier (ciment ou chaux, sable, eau) ou du béton. [11]



Figure VII-5 : Une bétonnière. [11]

VII.2.2. Pelle hydraulique :

Les pelles sont des engins de terrassement qui conviennent à tous les types de terrains. Leur rôle est d'extraire les déblais, et les charger directement si c'est possible dans le camion, poser le lit de sable et le remblai. [11]



Figure VII-6 : Une pelle hydraulique. [11]

VII.2.3. Bulldozer :

Le bulldozer est utilisé pour enlever la terre végétale ou la couche supérieure du sol qui contient des débris végétaux. [11]



Figure VII-7 : Bulldozer. [11]

VII.2.4. Chargeur :

C'est un engin de chantier sur pneus. On l'utilisera pour le remblayer les fouilles, les casiers et la tranchée après pose de la conduite. [11]



Figure VII-8 : Chargeur. [11]

VII.2.5. Compacteur :

Cet engin sert au compactage des remblais des surfaces étroites telles que les fouilles des semelles, les casiers entre ceinture inférieurs du bâtiment et les tranchées. [11]



Figure VII-9 : Compacteur. [11]

VII.3. Volumes des travaux de distribution et de l'adduction : dans cette partie on va calculer les différents volumes des travaux de ce projet.

VII.3.1. Volume à excaver :

Il est donné par la relation suivante :

$$V_D = S_D \cdot L = (B \cdot H_{tr}) \cdot L \text{ [m}^3\text{]} \dots\dots\dots \text{(VII-3)}$$

Avec :

- V_D : volume des déblais entre deux coupes consécutives ;
- S_D : surface des déblais de chaque coupe (m^2) ;
- L : distance entre deux coupes consécutives (m) ;
- B : largeur de la tranchée (m) ;
- H_{tr} : profondeur de la tranchée (m).

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

	Diamètre	L (m)	B (m)	H_{tr} (m)	S_D (m²)	V_D (m³)
Distribution	400	174,01	1	1,6	1,6	278,416
	200	286,27	0,8	1,4	1,12	320,6224
	125	741,84	0,725	1,325	0,960625	712,63005
	160	957,31	0,76	1,36	1,0336	989,475616
	75	871,05	0,675	1,275	0,860625	749,647406
	90	1579,91	0,69	1,29	0,8901	1406,27789
	110	900,55	0,71	1,31	0,9301	837,601555
Adduction	200	1755	0,8	1,4	1,12	1965,6
Total						7531,64592

VII.3.2. Volume du lit de sable :

Elle est donnée par la relation suivante :

$$V_L = B \times e \times L \text{ [m}^3\text{]} \dots\dots\dots \text{(VII-4)}$$

Avec :

- V_L : volume du lit de sable (m^3) ;
- B : largeur de la tranchée (m) ;
- e : épaisseur du lit de sable, $e = 20$ cm ;
- L : longueur de la tranchée (m).

Tableau VII-2 : Calcul du volume du lit de sable

	Diamètre	L (m)	B (m)	e (m)	V_L (m^3)
Distribution	400	174,01	1	0,2	34,802
	200	286,27	0,8	0,2	45,8032
	125	741,84	0,725	0,2	107,5668
	160	957,31	0,76	0,2	145,51112
	75	871,05	0,675	0,2	117,59175
	90	1579,91	0,69	0,2	218,02758
	110	900,55	0,71	0,2	127,8781
	50	334	0,65	0,2	43,42
Adduction	200	1755	0,8	0,2	280,8
Total					1121,4006

VII.3.3. Volume de la conduite :

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

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

$$V_C = S_C \times L \text{ [m}^3\text{]} \dots\dots\dots \text{(VII-5)}$$

Avec :

- V_C : volume de la conduite (m^3) ;
- L : longueur de la conduite (m) ;
- S_C : section de la conduite.

Sachant que : $S_C = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \dots\dots\dots (VII-6)$

Avec :

- D : diamètre de la conduite (m).

Tableau VII-3 : Calcul des volumes des conduites.

	Diamètre	L (m)	S _c (m ²)	V _c (m ³)
Distribution	400	174,01	0,1256	21,855656
	200	286,27	0,0314	8,988878
	125	741,84	0,01226563	9,09913125
	160	957,31	0,020096	19,2381018
	75	871,05	0,00441563	3,84623016
	90	1579,91	0,0063585	10,0458577
	110	900,55	0,0094985	8,55387418
	50	334	0,0019625	0,655475
Adduction	200	1755	0,0314	55,107
Total				137,390204

VII.3.4. Volume des remblais compactés :

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

$$V_R = V_D - V_C - V_L \quad [m^3] \dots\dots\dots (VII-7)$$

Avec :

- V_R : volume du remblai (m³) ;
- V_D : volume des déblais (m³) ;
- V_C : volume occupé par la conduite (m³) ;
- V_L : volume du lit de sable (m³).

Tableau VII-4 : Calcul des volumes des remblais compactés

	Diamètre	L (m)	V_D (m³)	V_C (m³)	V_L (m³)	V_R (m³)
Distribution	400	174,01	278,416	21,855656	34,802	221,758344
	200	286,27	320,6224	8,988878	45,8032	265,830322
	125	741,84	712,63005	9,09913125	107,5668	595,964119
	160	957,31	989,47562	19,2381018	145,51112	824,726394
	75	871,05	749,64741	3,84623016	117,59175	628,209426
	90	1579,91	1406,2779	10,0458577	218,02758	1178,20445
	110	900,55	837,60156	8,55387418	127,8781	701,169581
	50	334	271,375	0,655475	43,42	227,299525
Adduction	200	1755	1965,6	55,107	280,8	1629,693
Total						6272,85516

VII.4. Calcul des volumes des travaux de réservoir projeté :

Dans le système d'alimentation en eau potable de la ville Boukerroucha on a un seul réservoir à projeter de capacité 500 m³.

VII.4.1. Calcul du volume des déblais :

Le volume total des déblais est la somme du déblai de réservoir projeté et des chambres de manœuvres :

$$V_D = \left[\left(\frac{\pi \cdot D_{exc}^2}{4} \right) + (L \times l) \right] \times h_{exc} \dots\dots\dots (VII-8)$$

Avec :

- V_D : volume total des déblais (m³) ;
- D_{EXC} : diamètre d'excavation (m), D_{EXC} = D_{EXT} + 2 ;
- D_{EXT} : diamètre extérieur du radier du réservoir (m), D_{EXT} = D_{INT} + (2 × 0,3) ;
- D_{INT} : diamètre intérieur du réservoir (m) ;
- L : longueur de la chambre de manœuvre (m) ;
- l : largeur de la chambre de manœuvre (m) ;
- h_{EXC} : profondeur d'excavation (m), h_{EXC} = 1 m.

Tableau VII-5 : Calcul des volumes des déblais pour le réservoir projeté et la chambre de manœuvres.

Réservoirs	D _{INT} (m)	D _{EXT} (m)	D _{EXC} (m)	L (m)	l (m)	V _D (m ³)
R_{projeté}	20	20,6	22,6	5	4	420,9466

VII.4.2. Calcul du volume du tout-venant :

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

$$V_{tv} = \frac{\pi * D_{exc}^2}{4} \times e_{tv} \dots\dots\dots (VII-9)$$

Avec :

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

Tableau VII-6 : Calcul du volume tout-venant pour le réservoir.

Réservoirs	D _{INT} (m)	D _{EXT} (m)	D _{EXC} (m)	e _{tv}	V _{tv} (m ³)
R_{projeté}	20	20,6	22,6	0,3	120,28398

VII.4.3. Calcul du volume du béton de propreté :

La pose du béton de propreté sera étendue de 0,6 m des parois extérieures du réservoir.

Le volume du béton de propreté sera calculé par la formule suivante :

$$V_{bp} = \frac{\pi * D_{bp}^2}{4} \times e_{bp} \dots\dots\dots (VII-10)$$

Avec :

- V_{bp} : volume du béton de propreté (m³) ;
- D_{bp} : diamètre de la couche du béton de propreté (m), D_{bp} = D_{ext} + 1,2 ;
- e_{bp} : épaisseur de la couche du béton de propreté (m), e_{bp} = 0,15 m.

Tableau VII-7 : Calcul du volume du béton de propreté pour le réservoir.

Réservoirs	D _{INT} (m)	D _{EXT} (m)	D _{bp} (m)	e _{bp}	V _{pb} (m ³)
R_{projeté}	20	20,6	21,8	0,15	55,95951

VII.4.4. Calcul du volume du béton armé :

Les éléments du réservoir projeté dont le béton armé est le matériau de construction sont :

- ✓ Radier du réservoir projeté ;
- ✓ Voile du réservoir projeté ;
- ✓ Voile de la chambre de manœuvre ;
- ✓ Ceinture supérieur du réservoir projeté ;
- ✓ Coupole du réservoir projeté ;
- ✓ Poteaux de la chambre de manœuvre ;
- ✓ Ceintures de la chambre de manœuvre ;
- ✓ Chape de la chambre de manœuvre ;
- ✓ Dalle de la chambre de manœuvre ;
- ✓ Maçonnerie de la chambre de manœuvre.

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

$$V_{BA} = \frac{\pi \cdot (D_{ext}^2 - D_{int}^2)}{4} \times H \dots\dots\dots (VII-11)$$

Avec :

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

Tableau VII-8 : Calcul du volume du béton armé pour le réservoir.

Réservoir	Elément	D _{EXT} (m)	D _{INT} (m)	H (m)	V _{BA} (m ³)
R_{projeté}	Radier	20,6	--	0,45	149,90517
	Voile	20,7	20	4	89,4586
	Ceinture supérieure	21	20	0,5	16,0925
	Acrotère	21	20,64	0,3	3,5302392
Total					258,98651

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

$$V_C = 2 \times \pi \times R \times f \times e_c \dots\dots\dots \text{(VII-12)}$$

Avec :

- V_C : volume du béton armé de la coupole ;
- f : flèche de la coupole (m), $f = 1,5$ m ;
- e_c : épaisseur de la coupole (m), $e_c = 0,1$ m ;
- R : rayon de la coupole (m).

Sachant que : $R = \frac{f^2 + (\frac{D}{2})^2}{2 \cdot f} \dots\dots\dots \text{(VII-13)}$

Avec :

- D : diamètre du réservoir (m).

Tableau VII-9 : Calcul du volume du béton armé pour la coupole du réservoir.

Réservoir	D (m)	R (m)	V_C (m ³)
R_{projeté}	20	34,0833	32,1065

Le volume total du béton armé du réservoir est : $258,98651 + 32,1065 = \mathbf{291,09301}$ (m³).

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

$$V = L \times l \times h \times N \dots\dots\dots \text{(VII-14)}$$

Avec :

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

Tableau VII-10 : Calcul du volume du béton armé de la chambre de manœuvre.

Eléments	L(m)	l (m)	h (m)	N	V (m ³)
Voiles	5	0,2	0,5	3	1,5
Poteaux	0,3	0,3	3	4	1,08
Ceintures inf. long	5	0,3	0,3	3	1,35
Ceintures inf. larg.	4	0,3	0,3	3	1,08
Ceintures sup. long	5	0,3	0,3	3	1,35
Ceintures sup. larg.	4	0,3	0,45	3	1,62
Dalle supérieure	5	4	0,07	1	1,4
Chape inférieure	5	4	0,07	1	1,4
Total					10.78

Le volume total du béton armé du réservoir et de la chambre de manœuvre est :
 291,09301 + 10.78 = **301.87301 (m³)**.

VII.4.5. Calcul du volume du remblai compacté :

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

$$V_r = \frac{\pi \cdot (D_{exc}^2 - D_{ext}^2)}{4} \times h \dots\dots\dots \text{(VII-15)}$$

Avec :

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

A.N:
$$V_r = \frac{3.14 \cdot ((22.6)^2 - (20.6)^2)}{4} \times 1$$

$V_r = 67.824 \text{ [m}^3\text{]}$

VII.4.6. Calcul du volume de la maçonnerie :

- Seules les parois de la chambre de manœuvre du réservoir projeté qui seront construites avec des briques de dimensions : 30×20 (cm²) ce qui donne 600 (cm²) = 0.06 (m²).
- La surface de la maçonnerie de la chambre de manœuvre est telle que : $[(5 \times 2) + 4] \times 3 = 42$ m².
- La superficie unitaire (superficie des briques) est de $0,06$ m², le volume de briques du bâtiment en maçonnerie est de 700 briques et le nombre de briques prévu compte tenu des dommages est de 720 briques.

VII.5. Calcul des coûts des travaux :

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

Tableau VII-11 : Coût des travaux du réseau de distribution et d'adduction.

Désignation		Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Déblais		m ³	7531,6459	300	2259493,78
Lit de sable		m ³	1121,4006	800	897120,48
Distribution	Conduite Ø 400	m	174,01	6 936,23	1206973,38
	Conduite Ø 200	m	286,27	1 848,65	529213,036
	Conduite Ø 125	m	741,84	721,36	535133,702
	Conduite Ø 160	m	957,31	1 181,58	1131138,35
	Conduite Ø 75	m	871,05	289,41	252090,581
	Conduite Ø 90	m	1579,91	381,88	603336,031
	Conduite Ø 110	m	900,55	568,93	512349,912
	Conduite Ø 50	m	334	128,66	42972,44
Adduction	Conduite Ø 200	m	1755	2 691,35	4723319,25
Remblais		m ³	6272,85516	400	2509142,06
Total					15202283

Tableau VII-12 : Coût des travaux du réservoir projeté.

Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Déblais	m ³	420,9466	300	126283,98
Tout venant	m ³	120,28398	600	72170,388
Béton de propreté	m ³	55,95951	8 000,00	447676,08
Béton armé	m ³	301,87301	25 000,00	7546825,3
Remblais compactés	m ³	67,824	4000	271296
Maçonnerie	Brique	720	40,00	28800
Total				8493051,7

Tableau VII-13 : Bilan des coûts.

Désignation	Montant (DA)
Réseau de distribution et d'adduction	15202283
Réservoir projeté.	8493051,7
Total	23695334,7

Le coût global du projet est estimé à : 23 695 334,7 DA.

En ajoutant la TVA qui est de l'ordre 19 %, le résultat est de : **28 197 448 ,9 DA.**

VII.6. Planification des travaux :

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

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

Les travaux suivant seront ordonnés selon la méthode du réseau (CPM).

La méthode du réseau à chemin critique ou méthode PERT (program évaluation review technique) est une méthode où les nœuds et les flèches représentent des tâches et ils sont parcourus par un flux qui est le temps, le sommet (nœuds ou flèches) représente une étape ou un événement. Cette méthode a été élaborée en 1958 par les Américains.

Définitions des tâches et leurs durées :

- La réalisation de l'adduction ;
- La réalisation du réservoir projeté ;
- La réalisation du réseau de distribution.

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

Tableau VII-14 : Durée de réalisation des opérations de l'adduction.

Notation	Opération	Durée (jour)
A	Excavation de la tranchée	28
B	Lit de sable	9
C	Pose de conduite	37
D	Remblais	5
E	Compactage	5

Tableau VII-15 : Durée de réalisation des opérations du réservoir.

Notation	Opération	Durée (jours)
F	Excavation	5
G	Pose du tout-venant	3
H	Coulage du béton de propreté	2
I	Coulage du béton armé du radier et de la chape de la chambre de manœuvre	30
J	Coulage béton armé du voile du réservoir et de la chambre	30
K	Coulage du béton armé de la ceinture supérieur du réservoir et des poteaux de la chambre de manœuvre	40
L	Coulage du béton armé de la coupole et de la dalle de la chambre de manœuvre	50
M	Remblayage et compactage	3
N	Maçonnerie et finition générale	20
O	Evaluation des débris et nettoyage	2

Tableau VII-16 : Durée de réalisation des opérations de la distribution.

Notation	Opération	Durée (jour)
AA	Excavation de la tranchée	93
BB	Lit de sable	31
CC	Pose de conduite	123
DD	Remblais	16
EE	Compactage	16

Les tableaux précédents vont être représentés par des réseaux à nœuds :

Avec :

TR : temps de réalisation ;
 DCP : date de commencement au plus tôt ;
 DFP : date de finition au plus tôt ;
 DCPD : date de commencement au plus tard ;
 DFPP : date de finition au plus tard ;
 MT : marge totale.

DCP	TR
DFP	DCPD
DFPP	MT

Réseau à nœud de l'adduction :

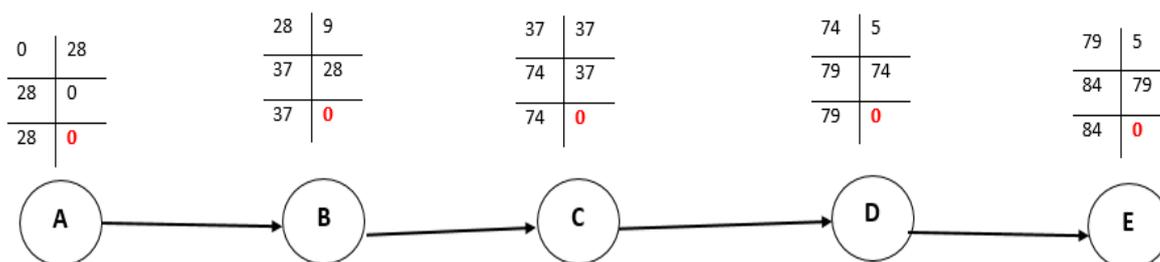


Figure VII-10 : Réseau de planification des tâches pour adduction.

Réseau à nœud du réservoir :

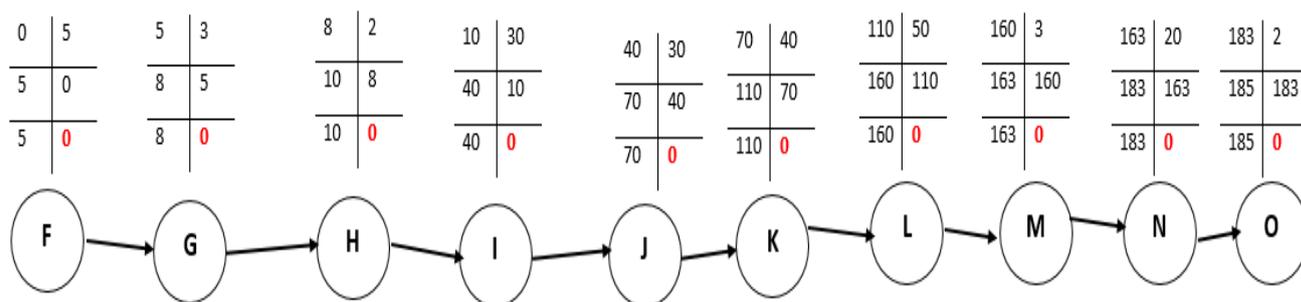


Figure VII-11 : Réseau de planification des tâches pour réservoir projeté.

Réseau à nœud de la distribution :

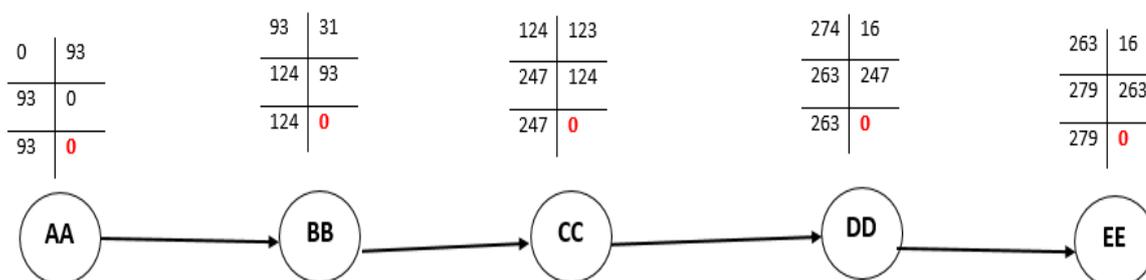


Figure VII-12 : Réseau de planification des tâches pour distribution.

Conclusion :

Dans ce chapitre, on a défini les étapes nécessaires de pose des canalisations d'A.E.P et déterminé les engins nécessaires pour faciliter l'opération de pose. A la fin de ce chapitre, on est arrivé à estimer le cout total des différents travaux de ce projet à **28 197 448 ,9 DA** ainsi que sa durée de réalisation qui est de **279 jours**.

CONCLUSION GENERALE

L'approvisionnement en eau potable d'une zone en général, est basé sur une étude détaillée de la demande totale des besoins en eau, permettant le choix de tous les composants du réseau et le dimensionnement correct des ouvrages.

A la fin de ce travail, on pense avoir cerné les différentes phases d'une étude de dimensionnement du réseau d'alimentation en eau potable de la zone de Boukerroucha, ceci dans le but de répondre aux besoins de la population et avoir une répartition rationnelle de l'eau.

En commençant par la récolte des données nécessaires, qui nous mène à une simple description de la zone d'étude et à une estimation des différents besoins en eau pour l'horizon 2050, dont la population atteindra 13524 habitants.

L'estimation des besoins maximaux en eau de consommation a donné la nécessité de trouver d'autres ressources en construisant un réservoir juste à l'amant de la ville.

Ce réservoir va être alimenté par une adduction à une longueur totale de 1755 m et de diamètre de 200 mm avec une vitesse acceptable ; son emplacement est choisi de telle sorte à assurer une alimentation gravitaire.

Lors de l'étude du réseau de distribution, nous avons opté pour un réseau mixte comme mode de distribution avec des conduites en PEHD PN 10 bars. Le réseau en question a été simulé à l'aide de, logiciel EPANET pour les deux cas : débit de pointe sans et avec le débit d'incendie.

On a achevé le travail par la citation des moyens de pose et de protection de canalisation et on a calculé les devis estimatif et quantitatif du projet.

L'objectif du mémoire était de dimensionner le réseau d'alimentation en eau potable de la ville de Boukerroucha plus la réalisation de l'alimentation locale autonome en eau potable de la commune de Boumerdès, cet objectif a été basé sur les points précédents.

Cette étude nous a permis de mettre en pratique toutes les connaissances que nous avons acquises durant notre cycle de formation de l'Hydraulique. Et enfin, je souhaite que mon modeste travail atteigne son importance dans le domaine de l'AEP.

Références bibliographiques

[1]- Catalogue technique du groupe CHIALI.

[2]- Données de la direction des ressources en eau de Boumerdès.

[3]- KADI, L. (2020). Cours d'AEP.

[4]- MAJID, F. (2015). Réservoirs de stockage : Méthodologie de calcul et analyse sécuritaire. In : Congrès français de mécanique. AFM, Association Française de Mécanique.

[5]- ROSSMAN, L.A. (2003). EPANET 2.0 « Simulation Hydraulique et Qualité pour les Réseaux d'Eau sous Pression ».

[6]- SALAH, B. (2014). Alimentation en eau potable des agglomérations, photocopié, ENSH, Blida.

❖ Mémoires de fin d'études :

[7]- AZZAZ, F. (2011). Etude du schéma directeur d'alimentation en eau potable de la ville de Bordj El-Amir. Abdelkader (W.TISSEMSILT). Mémoire d'ingénieur d'état, ENSH.

[8]- GUERROUMI, A. (2012). Etude de raccordement en eau potable des communes de Zemmouri et Boumerdes. Mémoire d'ingénieur d'état, ENSH.

[9]- MALEK, C. (2017). Diagnostic et réhabilitation du système d'alimentation en eau potable de la commune de Boudouaou el Bahri (w.Boumerdes). Mémoire d'ingénieur d'état, ENSH.

[10]-YAHIA, A. (2018). Conception du réseau d'alimentation en eau potable de la nouvelle ville de BOUINAN <<5000 logements>> (W.Blida). Mémoire d'ingénieur d'état, département d'hydraulique urbaine, ENSH.

[11]- Sites Web (Internet).