

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة سعيدة - د. مولاي الطاهر

UNIVERSITÉ DE SAÏDA - Dr. MOULAY TAHAR

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de Génie Civil et d'Hydraulique



## MEMOIRE

Présenté pour l'obtention du Diplôme de MASTER en Hydraulique

Spécialité : Hydraulique Urbaine

---

### Elaboration et calcul du système d'alimentation en eau potable de la ville de AIN ZERGA (POS 3), commune de REBAHIA

---

Présenté par :

KHELFAOUI Fatima zohra

GHOUTI Razika

Soutenu le 25 / 06 / 2025, devant le jury composé de :

M <sup>me</sup> KIES Souad	.....	Président
M <sup>me</sup> HAKEM Mebarka	.....	Encadreur
M <sup>me</sup> DIAF Meriem	.....	Examineur

Année universitaire 2024/2025

# *Remerciements*

Avant toute chose, je rends grâce à Allah. Ce travail n'est pas seulement le fruit de mes efforts, mais surtout le résultat de Sa miséricorde, de Son aide et de Sa générosité. Sans Sa volonté, rien de tout cela n'aurait été possible. Merci, du fond du cœur, pour chaque étape franchie grâce à Lui.

Je tiens ensuite à remercier mes parents, à qui je dois tant. Leur soutien inconditionnel, leur patience, leurs encouragements et surtout leurs prières m'ont accompagné chaque jour. C'est aussi leur réussite, autant que la mienne.

Je souhaite exprimer ma profonde reconnaissance à notre encadrant Madame HAKEM Mebarka, qui a accepté de superviser ce mémoire. Merci pour sa confiance, son accompagnement, sa bienveillance, et surtout pour ses conseils précieux qui nous ont beaucoup aidés à structurer, approfondir et finaliser ce travail.

Nos vifs remerciements vont également aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à notre travail en acceptant de l'évaluer.

Nos remerciements vont aussi à l'ensemble des enseignants du département d'hydraulique pour la qualité de leur enseignement, leur accompagnement constant et leur disponibilité et dévouement tout au long de notre parcours académique.

Nous remercions vivement Monsieur SEDDI Ali pour son accompagnement, ses conseils et son soutien durant la réalisation de ce mémoire.

Enfin, un grand merci à toutes les personnes qui, d'une manière ou d'une autre, ont contribué à l'élaboration de ce mémoire — que ce soit par un mot d'encouragement, une relecture, un conseil ou simplement une présence bienveillante.

À vous tous, merci du fond du cœur.

# *Dédicace*

Avant tout, je veux remercier Dieu de m'avoir donné la force, le courage et la patience d'aller jusqu'au bout de ce mémoire. Sans Son aide, je n'y serais pas arrivé.

Je dédie ce modeste travail en signe de respect et de reconnaissance en témoignage de ma profonde affection à :

Mon encadrant, Mme HAKEM, que j'ai eu la chance d'avoir comme superviseure. Depuis le début, je souhaitais vraiment que ce soit vous qui m'accompagniez dans ce travail, et je suis reconnaissante que cela ait été possible. Merci pour votre patience, vos conseils, votre gentillesse et le temps que vous m'avez accordé.

Vous m'avez beaucoup aidé à avancer.

Ma tante Talbia, qui a toujours été là pour moi. Tu es bien plus qu'une tante : tu es mon pilier, ma force, mon repère. Merci pour ton amour, ton soutien, et pour avoir toujours cru en moi.

Mon amie GOUTI Razika, pour sa présence, ses encouragements, et toute l'énergie positive qu'elle m'a apportée. Ton soutien a vraiment compté pour moi.

Toute personne qui a contribué de près ou de loin à ma réussite.

**KHELFAOUI Fatima zohra**

# *Dédicace*

À mon cher père Ahmed, celui dont le front a connu la sueur du travail, qui m'a appris que rien ne vient sans patience ni persévérance. Tu as été ma lumière, ma force et ma fierté. Merci pour tout ce que tu as donné, si précieux et si rare.

À ma douce mère Oum Kalthoum, celle pour qui le paradis est placé sous ses pieds. Tes prières m'ont porté, ton amour m'a soutenu. J'ai toujours rêvé de te voir heureuse en ce jour.

À mon frère et jumeau Abderrazak, mon repère, mon soutien, ma sécurité. Et à tous ceux qui ont été là pour moi dans les moments difficiles.

À mes frères et sœurs, la lumière de mes journées, la prunelle de mes yeux. Je vous aime profondément.

À mes amis fidèles, à Ibrahim, et à tous ceux qui m'ont accompagné avec sincérité et bienveillance. merci du fond du cœur.

À Khelfaoui Fatima Zahra, pour la pureté de son cœur et la sincérité de ses intentions.

Je vous dédie cette réussite, ce premier fruit que j'ai tant espéré.

Par la grâce de Dieu, j'ai pu l'accomplir.

Qu'Il me guide et m'accompagne toujours.

« Les vents soufflent comme Dieu le veut.

Nous sommes les vents, la mer et les navires.

Celui qui veut vraiment quelque chose, y parviendra,  
*même si les hommes et les djinns s'y opposent. »*

Nous ne prétendons pas être les meilleurs, mais nous ne viserons jamais moins. Respectons, pour être respectés.

Celui qui a dit : « Je suis à elle » l'a obtenue. Et moi, je suis à elle. Même si elle ne voulait pas, je l'ai gagnée.

Merci, Allah, pour le début, la fin, et tout ce qui se trouve entre les deux.

– Alhamdulillah –

**GHOUTI Razika**

**TABLE DES MATIERES**

Liste des tableaux	
Liste des figures	
Liste des symboles	
Introduction générale.....	1

## **Chapitre I : PRESENTATION GENERALE DE LA ZONE D'ETUDE**

I.1.Introduction.....	3
I.2.Situation géographique de la willaya de Saida.....	4
I.3 Situation géographique de la commune de rebahia .....	5
I.4 Situation géographique de la commune de et administratif de la ville de Ain zerga.....	5
I.4.1 Situation géographique de la zone d'étude POS 03(Ain zerga Jdida).....	5
I.5 Caracteristiques physiques.....	6
I.5.1. Le cadre naturel (relief) .....	6
I.5.2. Situation topographique.....	8
I.6.Situation climatologique.....	8
I.6.1 Pluviométrie .....	8
I.6.2.Température.....	11
I.6.3.Vents dominants .....	12
I.6.4. Determination du climat .....	12
I.7.Situation démographique.....	16
I.8. Réseau hydrographique .....	16
I.9.Conclusion.....	16

## **Chapitre II : ETUDE DES BESOINS EN EAU POTABLE**

II.1.Introduction.....	17
II.2. Evaluation de la population.....	18
II.3. Evaluation des besoins en eau potable .....	18
II.3.1.Estimation des besoins en eau.....	18
II.3.2.Consommation moyenne journalière .....	19
II.3.3.Evaluation des besoins des équipements.....	20
II.4 Calcul du débit moyen journalier majoré.....	20
II.5 Variations de la consommation journalière.....	21
II.5.1 Calcul de la Consommation maximale journalière .....	22
II.5.2 Calcul de la Consommation de pointe.....	23
II.5.4 Coefficient de pointe ( $Kp$ ) .....	24
II.5.5 Récapitulation des différents débits de dimensionnement .....	24
II.6 Conclusion.....	25

## Chapitre III: RESERVOIR DE STOCKAGE

III.1. Introduction.....	26
III.2. Rôle des réservoirs .....	27
III.3. Classification des réservoirs .....	27
III.3.1 Leur position par rapport au sol.....	27
III.3.2 Leur forme .....	27
III.3.3 Matériaux de construction .....	28
III.3.4 Selon l'usage.....	28
III.4. Différents types de réservoir.....	29
III.4.1. Réservoir sur tour (château d'eau).....	29
a) Avantages .....	30
b) Inconvénients.....	30
III.4.2. Réservoir enterré ou semi-enterré.....	31
III.5. Emplacement de réservoir .....	32
III.6. Equipement du réservoir.....	33
III.6.1 La conduite d'adduction .....	34
III.6.2. La conduite de distribution .....	34
III.6.3 By-pass entre l'adduction et refoulement .....	35
III.6.4 La conduite trop plein .....	35
III.6.5 La conduite de vidange .....	35
III.6.6 Robinet flotteur .....	36
III.6.7 Matérialisation de la réserve d'incendie .....	36
III.7. Dimensionnement du réservoir.....	37
III.7.1 Détermination de la capacité du réservoir de stockage.....	37
III.8. Détermination de dimension du réservoir.....	39
III.8.1 Calcul du diamètre :.....	39
III.8.2 Vérification de la hauteur d'eau : .....	40
III.8.3 Détermination de la hauteur d'eau d'incendie :.....	40
III.8.4 Détermination du diamètre de la conduite de distribution .....	41
III.8.5. Vérification de la vitesse.....	41
III.9. Détermination du type de réservoir projeté .....	42
III.10. Détermination de la côte trop-plein .....	43
III.11. Détermination de l'arrivé de l'adduction.....	43
III.12. Conclusion .....	44

## Chapitre IV : ADDUCTION DES EAUX

IV.1. Introduction .....	45
IV.2. Type d'adduction .....	46
IV.2.1 Adduction par refoulement .....	46
IV.2.2 Adduction gravitaire .....	46
IV.2.3 Adduction mixte .....	47
IV.3. Etude technico-économique .....	48
IV.4. Choix du tracé .....	48
IV.5 Choix du matériau de la conduite .....	49
IV.6 Les équipements du système d'adduction .....	50
IV.7 Schéma d'adduction .....	50
IV.8 Calcul de la conduite d'adduction par refoulement .....	51
IV.8.1 Formules de calcul du diamètre économique .....	51
IV.8.2 Formule mathématique de calcul des frais .....	52
IV.8.3 Application numérique .....	54
IV.9 Etude de la pompe Choix de la pompe .....	55
IV.9.1 pompe hydraulique .....	55
IV.9.2 Classification des pompes .....	55
IV.9.3 Point fonctionnement de la pompe .....	56
IV.9.4 Emplacement de la pompe .....	56
IV.9.5 Choix de la pompe .....	57
IV.10 Cavitation .....	59
IV.10.1 Phénomène de la cavitation .....	59
IV.10.2 Charge Nette Positive à l'Aspiration (NPSH) .....	59
IV.10.3 Calcul de la cavitation .....	61
IV.11 Le coup de bélier .....	62
IV.11.1 Définition du coup de bélier .....	62
IV.11.2 Causes du coup de bélier .....	62
IV.11.3 Conséquences du coup de bélier .....	62
IV.11.4 les ouvrages de protection contre le coup de bélier .....	62
IV.11.5 Calcul de la célérité d'ondes .....	63
IV.11.6 Calcul de valeur maximale du coup de bélier .....	64
IV.11.7 Pression maximale et minimale du retour d'onde .....	64
IV.11 Conclusion .....	65

## CHAPITRE V: DIMENSIONNEMENT DU RESEAU DE DISTRIBUTION

V.1. Introduction.....	66
V.2 Différent type de réseau.....	67
V.2.1. Réseau ramifié.....	67
V.2.2. Réseau maillé.....	67
V.2.3. Réseau mixte.....	68
V.2.4. Réseaux étagés.....	68
V.3. Choix du tracé.....	69
V.4. Choix de type de matériaux.....	69
V.5. Paramètres du réseau.....	70
V.6. Calcul hydraulique du réseau de distribution.....	70
V.6.1. Détermination des débits du réseau.....	70
V.6.2. Débit de pointe.....	70
V.6. Débit spécifique.....	70
V.6.4. Débit en route.....	71
V.6.5. Débits aux nœuds.....	71
V.7. Détermination du débit spécifique.....	71
V.8. Calcul des débits en route et les débits aux nœuds de POS03.....	72
V.8.1. Calcul des débits en route.....	73
V.8.2 Détermination des débits en Nœuds.....	73
V.9. Répartition arbitraire des débits.....	75
V.10. Calcul du réseau par logiciel EPANET.....	77
V.10.1. Présentation du logiciel.....	77
V.10.2. Utilisation du logiciel EPANET.....	77
V.10.3. Modélisation du réseau.....	78
V.10.4. La simulation du réseau avec EPANET.....	78
V.11 Résultats de la simulation du réseau de la nouvelle ville POS 3 avec EPANET.....	79
V.11.1 Les vitesses.....	79
V.11.2. Les pressions.....	79
V.12. Equipement d'un réseau de distribution.....	85
1. Les canalisations.....	85
2. Robinets vannes.....	85
3. Bouches ou poteau d'incendie.....	85
4. Clapets.....	86
5. Ventouses.....	86
6. Régulateurs de pression.....	87
7. Robinets de vidange (décharge).....	87
8. Pièces spéciales de raccord.....	87
V.13 Conclusion.....	88

## Chapitre VI: DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIVE

VI.1. Introduction.....	89
VI.2. Critères de choix des canalisations.....	90
VI.2.1. Choix des canalisations en fonction du liquide transporté.....	90
VI.2.2. Choix des canalisations en fonction du type de sol.....	90
VI.3. Nettoyage des conduites.....	91
VI.4. Surveillance et entretien du réseau.....	91
VI.4.1. Désinfection.....	91
VI.4.2. Détection des fuites d'eau.....	91
VI.5. Pose des conduites.....	91
VI.6. Différents types de pose de canalisations.....	92
VI.6.1. Pose en terre.....	92
VI.6.2. Traversée des routes.....	93
VI.6.3. Butée et amarrage.....	94
VI.7. Technologie du réseau.....	94
VI.7.1 Canalisations.....	94
VI.7.1.1 Partie du réseau maille.....	94
VI.7.1.2 Partie du réseau ramifié.....	94
VI.8. Devis estimatif et quantitatif.....	95
VI.8.1 Ouverture du tranché dans un terrain de toute nature V1.....	95
VI.8.2 Volume de lit de sable : V2.....	96
VI.8.3 Volume de remblai en terre criblé.....	96
VI.8.4 Volume de remblai en terre tout venant.....	96
VI.8.5 Volume évacuation.....	97
VI.8.6 Pose de grillage avertisseur.....	97
VI.8.7 Les regards de vanne.....	97
VI.8.8 Le Foureau.....	97
VI.9. Conclusion.....	101
CONCLUSION GENERALE.....	102
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUE.....	103
ANNEXES.....	106

# LISTE DES TABLEAUX

## Chapitre I. PRESENTATION GENERALE DE LA ZONE D'ETUDE

Tableau I.1 : précipitation moyennes mensuelles de la station météorologique de Rebahia période.....	9
Tableau I.2 : Précipitations Moyennes Mensuelles durant la période (2000-2015) .....	9
Tableau I.3: Température moyennes entre (2000-2015).....	11
Tableau I.4 Fréquence des vents (station météorologique de Rebahia).....	12
Tableau I.5: type de climat de la ville de Rebahia d'après la méthode de Martonne. ....	14
Tableau I.6 : Situation bioclimatique de la région d'étude.....	15

## Chapitre II. ETUDE DES BESOINS EN EAU POTABLE

Tableau II.1 Variation de la dotation en fonction du nombre d'habitants :.....	19
Tableau II.2 Répartition des besoins moyens journaliers domestiques du POS3.....	19
TABLEAU II.3: Récapitulation les débits moyenne du POS3.....	20
Tableau II.4: Récapitulation les débits majorés du POS3.....	21
Tableau II.5 : La récapitulation du débit maximum journalier du POS3.....	22
Tableau II.6 : Variation du coefficient $\beta_{max}$ en fonction du nombre d'habitants: .....	23
Tableau II.7 : Les coefficients $\alpha_{max}$ , $\beta_{max}$ et $Kh_{max}$ pour chaque horizon :.....	23
Tableau II.8 : les Coefficients ( $Kj_{max}$ : $Kh_{max}$ et $kp$ ) pour chaque horizon :.....	24
Tableau II.9. Récapitulation des variations du débit de point à.....	24

## Chapitre III. RÉSERVOIR DE STOCKAGE

Tableau III.1 : Besoin en stockage.....	38
Tableau III.2: Caractéristique hydrauliques du réservoir.....	43

## Chapitre IV. ADDUCTION DES EAUX

Tableau IV.1 Calcul des diamètres économiques.....	54
Tableau IV.2 Calcul les frais d'amortissement.....	54
Tableau IV.3 Calcul les frais d'exploitation.....	54
Tableau IV.4 Bilan.....	54
Tableau IV.5: Variation des hauteurs en fonction du débit .....	57
Tableau IV.6 tension de vapeur d'eau pompée en fonction de la température.....	61
Tableau IV.7 les calculs de cavitation .....	61

## **Chapitre V. DIMENSIONNEMENT DU RESEAU DE DISTRIBUTION**

Tableau V.1 : Détermination de débit spécifique .....	72
Tableau V.2 : Calcul des débits en route .....	73
Tableau V.3 : Calcul des débits en Nœud.....	74
Tableaux V.4. Répartition arbitraire des débits .....	75
Tableaux V.5 : Résultats du réseau.....	80
Tableau V.6. : Résultats des nœuds .....	81

## **Chapitre VI. DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIVE**

Tableau VI.1: tableau des diamètres normaliser DN (mm).....	94
Tableau VI.2: Volume de terrassement V1.....	97
Tableau VI.3: Volume de lit de sable.....	98
Tableau VI.4 : Volume de terre criblai.....	98
Tableau VI.5 : Volume de tout venant.....	98
Tableau VI.6 : Volume d'évacuation.....	98
Tableau VI.7 : longueur de grillages avertisseurs.....	99
Tableau VI.8 : Devis quantitatifs et estimatif.....	99

# LISTE DES FIGURES

## Chapitre I Presentation Generale De La Zone D'étude

Figure N° I.1. Carte de la situation de la wilaya de SAIDA.....	4
Figure N° I.2. Plan de situation de la nouvelle ville POS03.....	6
Figure N° I.3 - Coupe longitudinale de la zone d'étude d'Ouest en Est.....	7
Figure N° I.4 - Coupe transversal de la zone d'étude (nord au sud )montrant le dénivelé de ce plateau.....	7
Figure I.5: Précipitation mensuelle période (2000-2015).....	10
Figure I.6: Pluviométrie moyenne mensuelle de la station de Rebahia (Période 2000 – 2015).....	10
Figure I.7 :Les courbes des répartition des températures.....	12
Figure I.8 :Diagramme d'Ombrothermique.....	13
Figure I.9 : détermination du type du climat d'après la méthode de Martonne.....	14

## Chapitre III RÉSERVOIR DE STOCKAGE

Figure N°III.1 : Réservoir semi enterré cylindrique et ces équipements.....	28
Figure N° III.2: château d'eau.....	29
Figure N° III.3: Schéma général des phases de production et de distribution d'un château d'AEP.....	30
Figure N° III.4: Réservoir circulaire (enterré semi-enterré).....	31
Figure N° III.5: Branchement d'abonnés et pression au sol demandée.....	32
Figure N° III.6: Altitude des réservoirs dans le système de distribution.....	33
Figure N° III.7: Emplacement géographique des réservoirs a) réservoir en ville, b) réservoir sur captage.....	33
Figure N° III.8. Adduction avec chute libre.....	34
Figure N° III.9: Adduction noyée.....	34
Figure N° III.10. Conduite de distribution.....	34
Figure N° III.11. Conduit By-pass.....	35
Figure N° III.12. Conduite de vidange et trop plein.....	35
Figure N° III. 13 : Système à deux prises.....	36
Figure N°III. 14 : Système à siphon.....	36
Figure N° III. 15 : Schéma général d'un réservoir d'eau.....	37
Figure N° III.16 : Courbe d'apport et de consommation à long terme.....	39

## Chapitre IV ADDUCTION DES EAUX

Figure IV.1: adduction par refoulement.....	46
Figure IV.2: Adduction gravitaire.....	47
Figure IV.3: Adduction mixte.....	47
Figure IV.4 : tuyaux en PEHD.....	50

Figure IV.5 : Schéma explicatif d'adduction.....	51
Figure IV.6 : Point de fonctionnement de la pompe.....	58

### **Chapitre V DIMENSIONNEMENT DU RÉSEAU DE DISTRIBUTION**

Figure V.1. Réseau ramifié.....	67
Figure. V.2 : Réseaux maillés.....	68
Figure. V.3 : Réseaux mixte.....	68
Figure. V.4 : Réseaux étagés.....	69
Figure V.5. Schéma du réseau de distribution de la nouvelle ville POS 3.....	72
Figure V.6 : Répartition initial des débits.....	76
Figure V.7. : Exemple du réseau simulé avec EPANET.....	78
Figure V.8 : Répartition finale des débits.....	82
Figure V.9 : Répartition finale des pressions.....	83
Figure V.10. Répartitions des vitesses.....	84
Figure V.11. Conduite en PEHD PN 16.....	85
Figure V.12. Robinets vannes en fonte ductile.....	85
Figure V.13. Poteau d'incendie.....	86
Figure V.13. Clapet en fonte.....	86
Figure V.14. Ventouse triple et soupape.....	86
Figure V.15. Vanne de réduction de pression à diaphragme.....	87
Figure V.16. Robinets de vidange.....	87
Figure V.17. Pièces spéciales de raccord.....	88

### **Chapitre VI DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIVE**

Figure VI.1. Pose de conduite.....	92
Figure VI.2 . Protection pour la traversés des routes.....	93

## LISTE DES SYMBOLES

<b>A.C.L :</b>	Agglomération Chef-lieu.
<b>ADE:</b>	Algérienne des eaux.
<b>AEP :</b>	Alimentation en eaux potable
<b>CAd:</b>	Côte d'arrivée de l'adduction (m).
<b>CR :</b>	Côte du radier du réservoir(m).
<b>CT :</b>	Côte du point le plus défavorable dans le réseau de distribution(m).
<b>CTN :</b>	Côte du terrain naturel (m).
<b>CTP :</b>	Côte du trop-plein (m).
<b>D :</b>	diamètre de la conduite (m).
<b>DHW:</b>	Direction d'hydraulique de wilaya
<b>DN:</b>	Diamètre Normalisé
<b>E:</b>	épaisseur de lit de sable (m)
<b>H:</b>	La hauteur d'eau dans le réservoir (m).
<b>h:</b>	Profondeur de tranché en (m)
<b>Hab:</b>	Habitant.
<b>He :</b>	Hauteur d'eau dans le réservoir (m).
<b>Hinc:</b>	Hauteur d'eaux incendie
<b>htc:</b>	hauteur de terre criblé
<b>Hwe:</b>	Pertes de charge linéaire dans la conduite d'amenée(m).
<b>Hwi:</b>	Pertes de charge à l'intérieur de l'immeuble (m).
<b>J:</b>	Perte de charge unitaire (m/ml)
<b>Kh.max:</b>	Coefficient d'irrégularité horaire maximale.
<b>Kh:</b>	Coefficient de variation horaire.
<b>Kj:</b>	Coefficient de variation journalière.
<b>Kp:</b>	Coefficient de pointe.
<b>L:</b>	Longueur (m).
<b>P:</b>	Précipitation moyenne annuelle (mm).
<b>P:</b>	Pression Nominal
<b>PDAU:</b>	Plan Directeur d'aménagement urbain
<b>PEHD :</b>	Polyéthylène Haute Densité
<b>POS:</b>	Plan d'occupation de sol
<b>Ps:</b>	charge minimale au niveau des orifices de puisage les plus élevés
<b>Q:</b>	Débit transité (m <sup>3</sup> /s).

<b>Q<sub>con</sub>:</b>	Débits consommés, égal au débit de pointe (l/s).
<b>Q<sub>i</sub>:</b>	Dotation hydrique journalière en (l/j/usager).
<b>Q<sub>max,j</sub>:</b>	Débit maximal journalier (m <sup>3</sup> /j).
<b>Q<sub>moy,j</sub>:</b>	Débit moyen journalier (m <sup>3</sup> /j).
<b>Q<sub>N</sub>:</b>	Débitnoeudal (l/s).
<b>Q<sub>r</sub>:</b>	Débit en route (l/s).
<b>Q<sub>sp</sub>:</b>	Débit spécifique (l/s/ml).
<b>RN:</b>	Route nationale
<b>S:</b>	La section (m <sup>2</sup> ).
<b>T<sub>moy</sub>(°c) :</b>	Température moyenne mensuelle (en °c).
<b>URBAT:</b>	Bureau d'étude et réalisation en urbanisme
<b>V:</b>	Vitesse de l'écoulement (m/s).
<b>V<sub>0</sub>:</b>	Vitesse d'écoulement en régime permanent (V <sub>0</sub> =0,89m/s).
<b>VRI:</b>	Volume de la réserve incendie (m <sup>3</sup> ).
<b>VT:</b>	Le volume total du réservoir (m <sup>3</sup> ).
<b>α<sub>max</sub>:</b>	Coefficient qui dépend du niveau de confort.
<b>β<sub>max</sub>:</b>	Dépend du nombre d'habitants de l'agglomération.
<b>ΔH :</b>	Perte de charge totale (m).
<b>Δh% :</b>	Coefficient horaire
<b>ΣL<sub>i</sub>:</b>	Somme des longueurs des tronçons (ml).
<b>ΣQ<sub>conc</sub>:</b>	Somme des débits concentrés (l/s).
<b>ΣQ<sub>r</sub>:</b>	Somme des débits en route (l/s).
<b>  Δv<sub>-</sub>   :</b>	l'insuffisance maximale durant les différentes heures de la journée (m <sup>3</sup> ).
<b>  Δv<sub>+</sub>   :</b>	L'excès maximal durant les différentes heures de la journée (m <sup>3</sup> ).

# INTRODUCTION

## GENERALE

---

L'eau, élément essentiel à la vie, suscite de plus en plus de questionnements, notamment en raison de sa raréfaction croissante à l'échelle mondiale. Bien que sa disponibilité devienne un défi majeur, l'urbanisation a restreint l'accès à une diversité de sources d'approvisionnement en eau.

L'alimentation en eau potable désigne le processus qui consiste à transporter l'eau, généralement à un débit constant, depuis son prélèvement dans l'environnement naturel jusqu'au robinet des utilisateurs.

Dans ce cadre, notre projet de fin d'étude porte sur l'étude d'un système d'alimentation en eau potable pour la nouvelle ville d'Aïn Zerga (POS 3) dans la commune de Rebahia.

Avant d'entamer un projet d'alimentation en eau potable, une étude préalable du site est cruciale pour comprendre les caractéristiques locales et les facteurs influençant la conception du projet. Parmi ces facteurs, on retrouve les informations relatives à l'agglomération et au réseau d'alimentation en eau potable, ainsi que la connaissance de la géologie et de la topographie du site. Ces éléments permettront de définir les équipements à utiliser, de sélectionner les matériaux appropriés pour les canalisations, et d'assurer la bonne gestion du projet. Une telle analyse est indispensable pour garantir une gestion efficace du patrimoine hydraulique, en veillant à un fonctionnement continu, rentable et conforme aux attentes des usagers.

L'objectif principal de ce projet de fin d'étude est de concevoir un système d'alimentation en eau potable capable de répondre, tant en qualité qu'en quantité, aux besoins des consommateurs. Ce système doit être conforme au plan de développement national, en dimensionnant correctement tous les ouvrages nécessaires — du captage de l'eau jusqu'au robinet des utilisateurs — afin d'assurer un

débit suffisant et une pression adéquate pour tous les habitants de la ville. Un devis quantitatif complet du projet sera également proposée.

Le déroulement de notre travail sera structuré en plusieurs chapitres, organisés comme suit :

- Nous débuterons ce travail par une présentation générale de la zone d'étude, en analysant la situation actuelle de l'alimentation en eau potable dans la région concernée.
- Le deuxième chapitre sera dédié à l'évaluation des besoins en eau des différentes catégories de consommateurs.
- Le troisième chapitre se concentrera sur le dimensionnement de l'ouvrage de stockage, dans le but de mieux harmoniser la demande en eau avec les besoins de la population.
- Le quatrième chapitre traitera du dimensionnement de la conduite d'adduction, afin d'assurer un transport efficace de l'eau vers la zone desservie.
- Le cinquième chapitre s'intéressera au dimensionnement du réseau de distribution prévu, ainsi qu'à sa simulation à l'aide du logiciel EPANET.
- Enfin, le sixième chapitre présentera une estimation quantitative et estimative de notre projet, en vue d'évaluer la faisabilité et les coûts associés à sa mise en œuvre.

# Chapitre I

---

## **PRESENTATION GENERALE**

### **DE LA ZONE D'ETUDE**

#### **I.1.Introduction**

Considérant les importants changements et les explosions démographiques qui ont lieu à travers tout le pays. Les villes de moyen mode de vie commencent à prendre de l'importance et à se développer. L'accroissement de la population entraîne l'émergence de nouvelles cités, ce qui requiert une étude d'AEP pour répondre aux besoins (domestique, industriel et public).

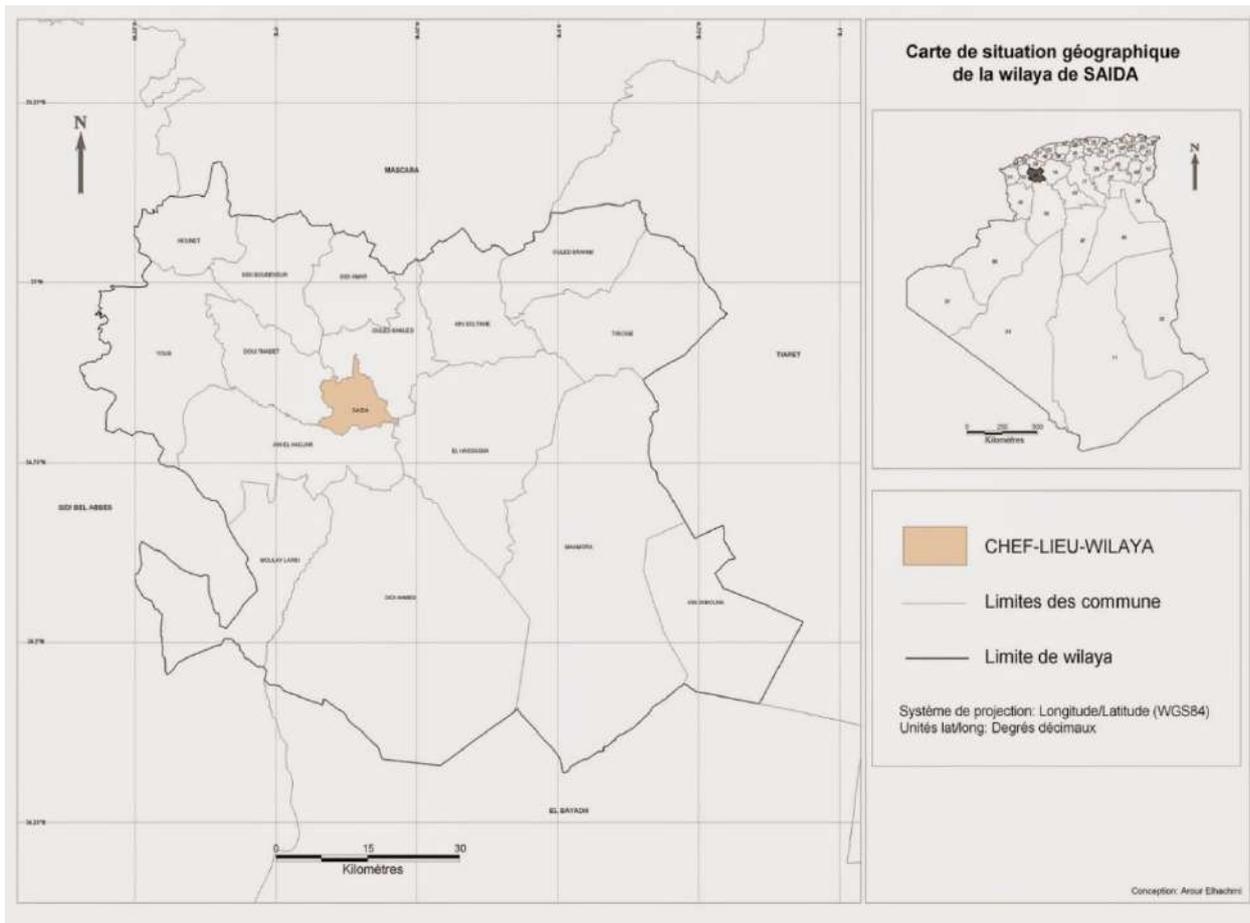
Dans ce chapitre, nous allons examiner de manière détaillée les caractéristiques spécifiques et globales de l'agglomération dans la zone d'étude. Ces caractéristiques sont principalement illustrées par les conditions topographiques, géographiques, géologiques, climatiques et hydrauliques.

## I.2.Situation géographique de la wilaya de Saida

La wilaya de Saida est située dans l'ouest du pays, à position centrale, et s'étend sur 6 765,40 km<sup>2</sup>. Considérée comme un relais, elle est traversée par les principaux axes routiers de cette partie du pays.

Elle constitue un espace charnière entre le nord et le sud de la région Ouest du pays. Elle constitue naturellement le maillon le plus important de la chaîne des monts telliens pour endiguer l'avancée du désert. Elle détient les premières ressources en eau et en végétation. En matière d'échanges commerciaux, Saida constitue donc une plaque tournante et assure la jonction entre les wilayates du nord-ouest et du sud-ouest. Elle demeure un passage obligé en direction du sud de l'Algérie et est délimitée par les wilayates suivantes :

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



**Figure N° I.1.** Carte de la situation de la wilaya de SAIDA (AROUR, 2014).

### **I.3 Situation géographique de la commune de rebahia**

La municipalité d'Ouled Khaled (Rebahia) est intégrée à la wilaya de Saïda et au secteur de Sidi Boubker, en raison de son centre administratif établi dans la commune de Rebahia Figure N° I.1. Elle contient trois centres secondaires (Ain tghat, Ain zerga, Hammam Rabi). Les limites de la municipalité d'Ouled Khaled sont définies comme suit :

- À l'est, on trouve la commune d'Ain Skhouna.
- À l'ouest, on a la commune de Doui Thabet.
- Au sud, c'est la commune de Saida qui se situe là.
- Et au nord, on rencontre la commune de Sidi Amer.

### **I.4 Situation géographique de la commune de et administratif de la ville de Ain zerga**

Ain ZERGUA est une agglomération qui est située au Sud Est de la commune, légèrement décrochée du tracé de la RN94 (Saida – Takhmaret – Tiaret). Elle se trouve sur les parties relativement élevées des piémonts, qui sont occupés par des cultures et des parcours.

C'est un ancien hameau, qui a évolué lentement pour devenir agglomération secondaire dans une sous zone peut structurée, éloignée et sans liens directes avec l'ACL (URBAT, 2025).

#### **I.4.1 Situation géographique de la zone d'étude POS 03(Ain zerga Jdida)**

Le site du **POS 03**, est situé au Nord Est entre Saïda et Aïn ZERGUA, sur la RN94, qui lui sert d'assise, à environ 6 **km** du carrefour de la gare routière, soit très proche de la ville de Saïda. Il est destiné à une zone urbaine. IL est limité :

- Au Nord : par un Oued et un terrain vague.
- Au Sud : par la RN94 et un terrain agricole.
- A Ouest : par un Oued Ain zerga
- A Est : par un Oued. Ain zerga

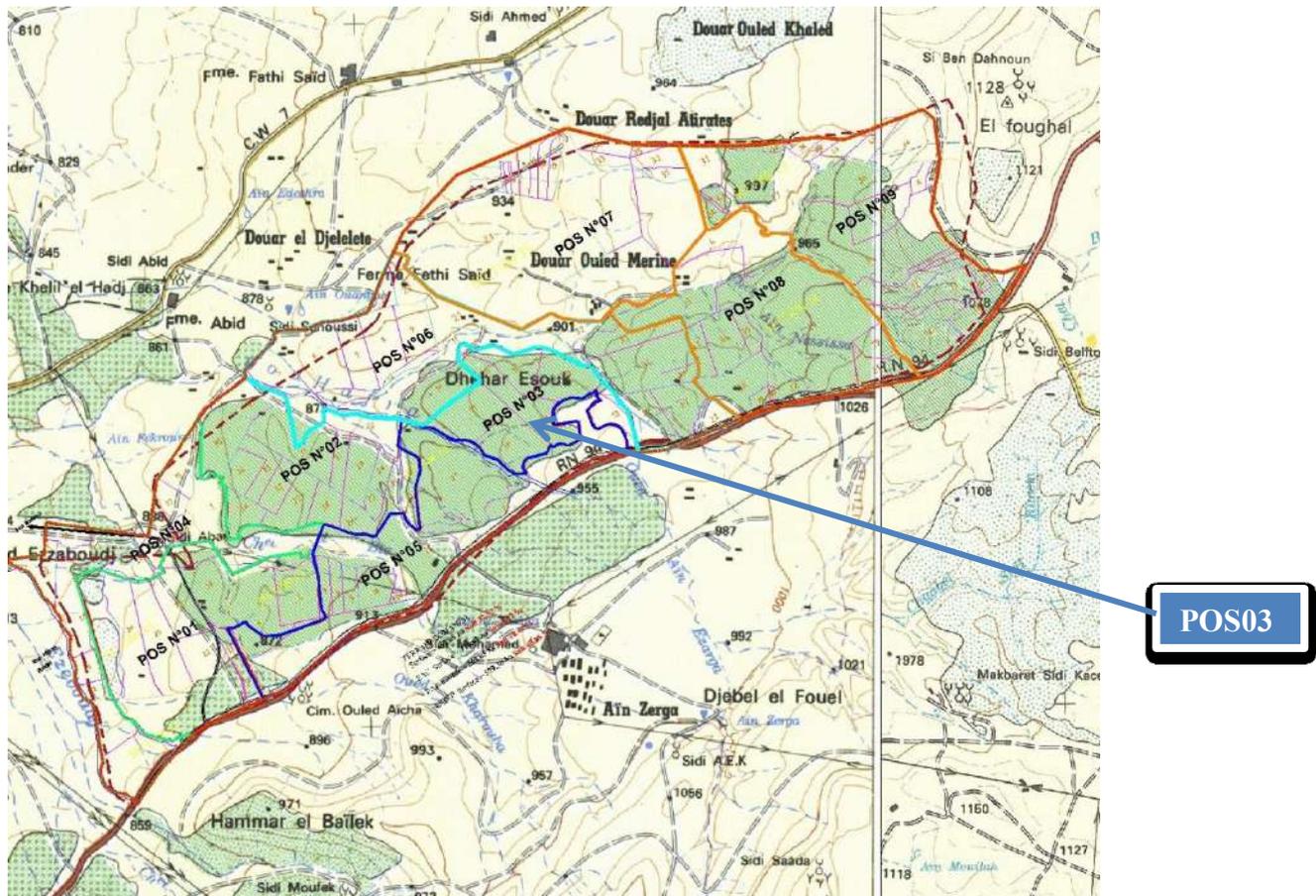


Figure N° I.2. Plan de situation de la nouvelle ville POS03(URBAT, 2025).

## I.5 Caracteristiques physiques

### I.5.1. Le cadre naturel (relief)

Notre zone d'étude est située sur l'axe de la RN94A est située sur le début d'un large plateau, sur un site plat avec des pentes faibles ne dépassant pas 2%. Cependant les abords Nord et Nord-Ouest de l'agglomération, se situent sur des pentes moyennes entre 2 à 5 %, mais facilement urbanisables.

1. Une pente entre 4.6% et 3.3% de l'Ouest vers l'Est.
2. Une légère pente entre 2% et 3,2% du nord au sud

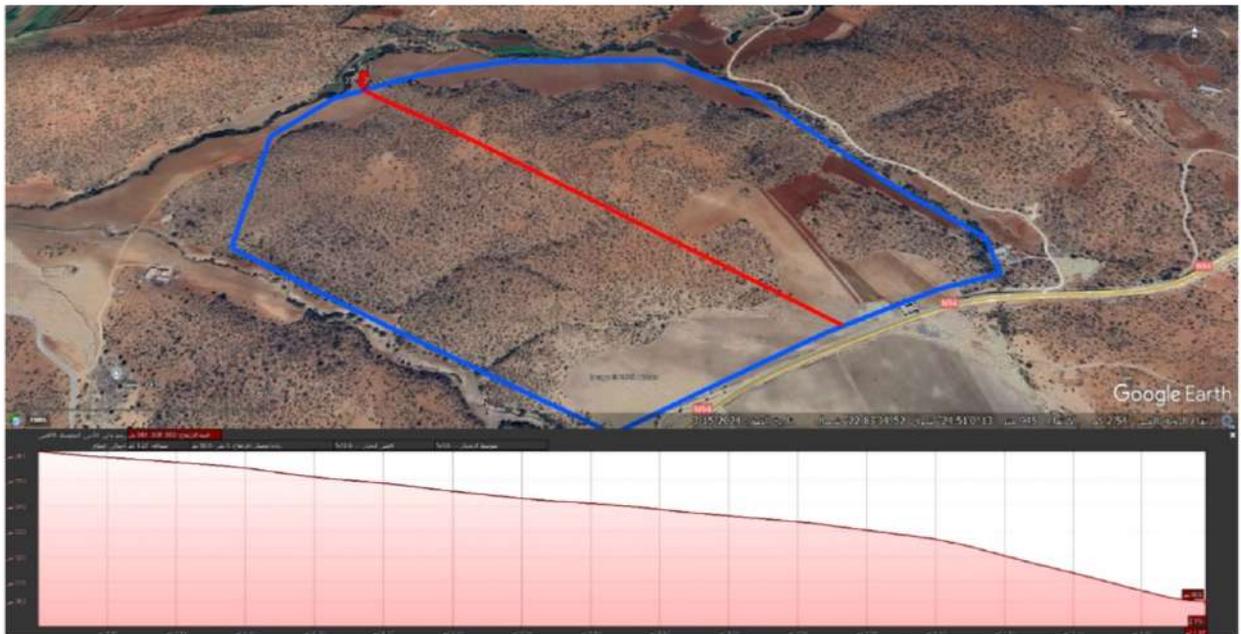


Figure N° I.3 - Coupe longitudinale de la zone d'étude d'Ouest en Est

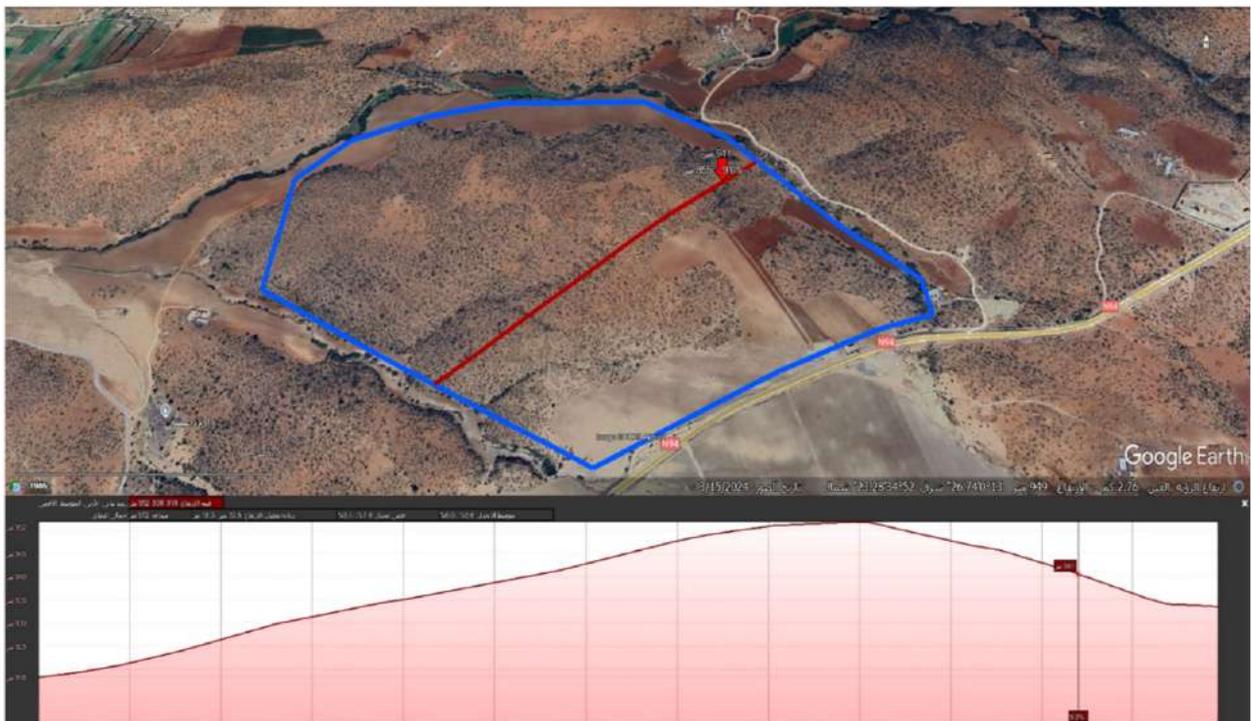


Figure N° I.4 - Coupe transversal de la zone d'étude (nord au sud )montrant le dénivelé de ce plateau.

### **I.5.2. Situation topographique**

Le site est entièrement composé de hautes plaines dans son ensemble, ayant une altitude moyenne entre 903 et 961.

### **I.6.Situation climatologique**

L'aspect climatique est un facteur fondamental dans l'approche environnementale. Il est basé sur l'analyse des températures et des précipitations, car ce sont des éléments limitants. Cependant, cela ne dénote pas l'influence d'autres facteurs tels que la neige, les vents et les gelées. Dans le contexte méditerranéen, quatre éléments essentiels sont importants pour déterminer la caractéristique climatique d'une station. Cela concerne les données relatives aux précipitations et leurs variations mensuelles et annuelles, les températures exprimées par leurs valeurs extrêmes (maximum et minimum), ainsi que l'évaporation et l'humidité de l'air.

Par rapport au climat du pays, caractérisé par un contraste entre un climat méditerranéen au littoral et désertique au Sud, la wilaya de Saïda, située dans les hautes plaines oranaises, constitue un climat intermédiaire de type semi-aride. Cette zone est marquée par une sécheresse estivale opposée à un hiver pluvieux et froid.

Les données climatiques ont été récoltées à la station de Rebahia. Pour les précipitations et les températures, nous disposons des valeurs moyennes annuelles pour une période de 15 ans (2000-2015) **(MEBREK et al, 2022)**.

#### **I.6.1 Pluviométrie**

Les précipitations représentent la source principale d'eau nécessaire pour l'homme, animaux et les plantes, caractérisées par trois principaux paramètres : leur volume, leur intensité et leur fréquence qui varient selon le jour, les mois et aussi selon les années.

En générale, l'origine des pluies en Algérie est plutôt orographique, en effet les paramètres climatiques varient en fonction de l'altitude, de l'orientation des chaînes de montagne et de l'exposition **(GHAOUTI, 2025)**.

Selon les mesures effectuées au niveau de la station métrologique de Rebahia, les précipitations sont irrégulières et elles varient entre 350mm et 500 mm/an **(MEBREK et al, 2022)**.

La moyenne annuelle des précipitations établie pour la commune de Rebahia au cours d'une période de 15 ans (2000-2015) est de l'ordre de **364.92mm/an**

**Tableau I.1 :** précipitation moyennes mensuelles de la station météorologique de Rebahia période (2000 au 2015).

Mois / Année	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Somme
2000-2001	24	34	25	24	37	48	41	36	28	13	7	8	325
2001-2002	28	28	24	30	39	37	25	46	23	16	10	17	323
2002-2003	27	38	29	22	47	33	42	34	32	18	6	14	342
2003-2004	4	42	27	26	35	27	25	25	24	7	0	9	271
2004-2005	18	67	31	37	40	26	40	42	31	18	8	16	374
2005-2006	23	36	43	33	37	36	31	34	19	13	9	12	326
2006-2007	29	6	52	32	27	27	47	35	22	9	0	20	326
2007-2008	23	40	39	43	31	31	43	37	35	11	0	5	338
2008-2009	25	53	67	25	44	30	34	29	21	5	11	15	359
2009-2010	19	35	38	35	33	42	40	34	25	12	6	11	339
2010-2011	21	39	57	54	49	35	41	39	30	15	8	8	396
2011-2012	29	52	42	39	31	41	50	30	43	14	3	11	385
2012-2013	28	25	68	42	47	53	62	44	32	9	16	14	440
2013-2014	27	43	49	51	57	37	55	50	41	17	0	15	442
2014-2015	31	86	56	42	54	46	37	69	50	8	9	7	495
<b>Pmoy (mm)</b>	<b>24.80</b>	<b>42.93</b>	<b>43.13</b>	<b>35.66</b>	<b>40.53</b>	<b>36.60</b>	<b>40.86</b>	<b>39.35</b>	<b>30.4</b>	<b>12.33</b>	<b>6.2</b>	<b>12.13</b>	<b>364.92</b>

Source: MEBREK et al, 2022.

**Tableau I.2 :** Précipitations Moyennes Mensuelles durant la période (2000-2015)

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Somme
<b>Pmoy (mm)</b>	<b>24.80</b>	<b>42.93</b>	<b>43.13</b>	<b>35.66</b>	<b>40.53</b>	<b>36.60</b>	<b>40.86</b>	<b>39.35</b>	<b>30.4</b>	<b>12.33</b>	<b>6.2</b>	<b>12.13</b>	<b>364.92</b>

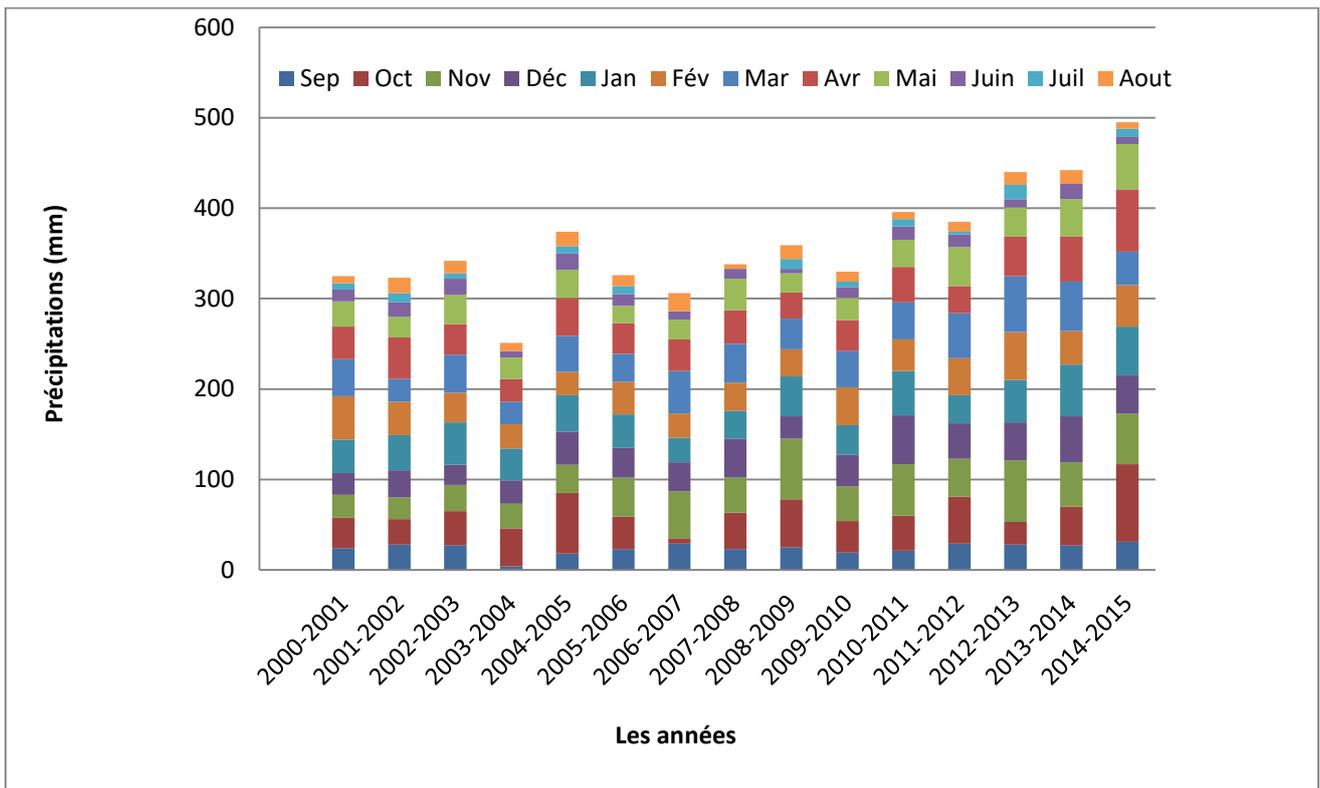


Figure I.5: Précipitation mensuelle période (2000-2015)

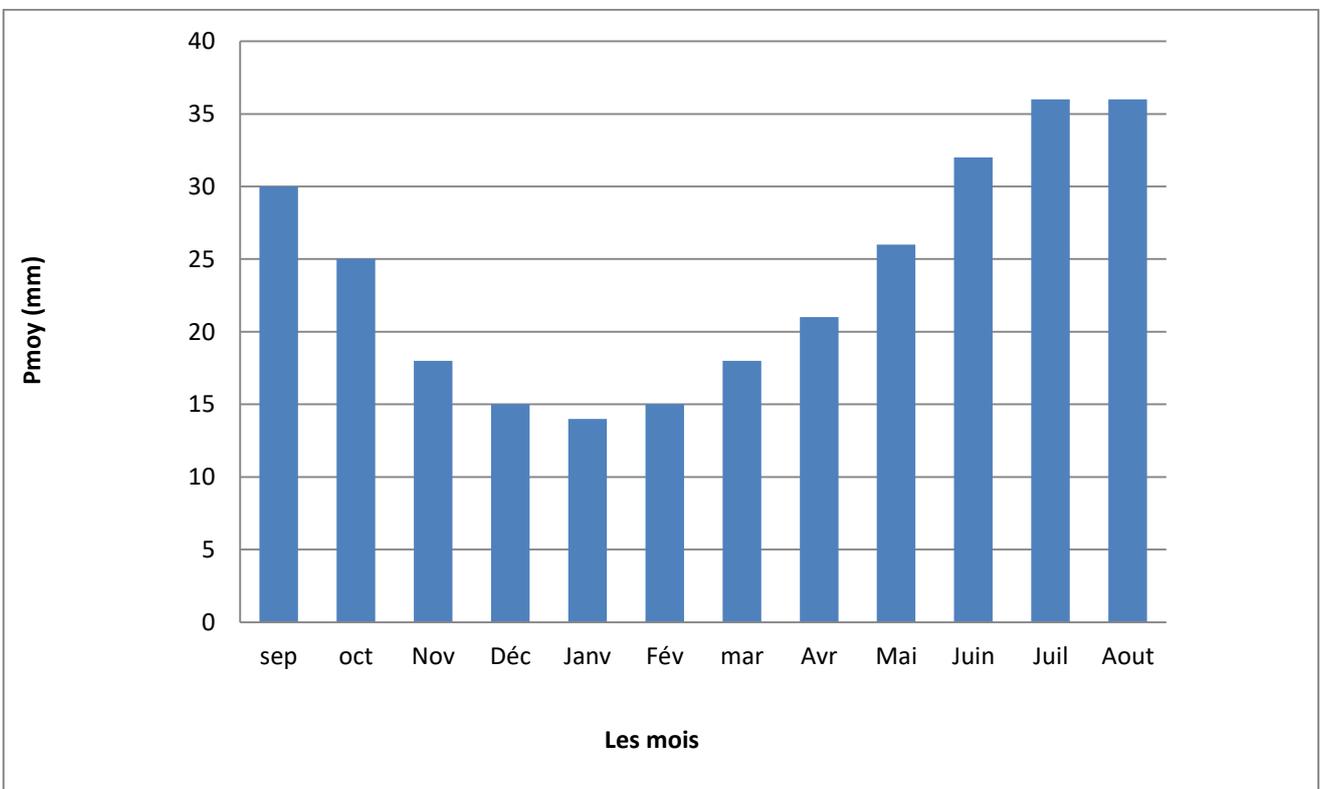


Figure I.6: Pluviométrie moyenne mensuelle de la station de Rebahia (Période 2000 – 2015)

L'histogramme représentant les précipitations mensuelles moyennes de la période (2000-2015) (figure I.10) démontre :

- Une diminution de la quantité de pluie qui débute en juin et se termine vers la fin de septembre.
- Une pluie intense se produisant entre les mois d'octobre et d'avril. Ces précipitations se concentrent principalement durant l'hiver et le printemps.
- Les pluies de printemps remplissent un rôle essentiel, mais l'été reste sec et la pluviométrie est inconstante ;

On remarque donc que les précipitations présentent une variabilité non seulement sur le plan annuel, mais aussi mensuel.

### I.6.2. Température

La température de l'air est l'un des effets le plus important de la radiation solaire et un grand nombre de phénomènes physique (évaporation, gel de l'eau, gelée blanche, dilatation.). Ceci est également un paramètre essentiel pour l'évaluation du bilan hydrologique. (AMAR, 2021).

**Tableau I.3:** Température moyennes entre (2000-2015)

Mois T (°C)	Sep	Oct	Non	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Moy
<b>Max</b>	30	25	18	15	14	15	18	21	26	32	36	36	23.83
<b>Min</b>	15	12	07	04	03	03	05	07	10	15	18	19	9.83
<b>Moy</b>	22.5	18.5	12.5	9.5	8.5	9	11.5	14	18	23.5	27	27.5	16.83

**Les températures maximales :** Les températures maximales moyennes mensuelles ne sont pas assez élevées et varient entre 14 °C en janvier (mois le plus froid) et 36 °C en Juillet et Août (les mois les plus chaud de l'année) (Tableau I.3). D'après ces informations, on déduit que les mois de juillet et août sont généralement les plus chauds de la station sur une durée de 15 ans.

**Les températures minimales :** La ville de Rebahia, au cours de la période (2000-2015), la valeur minimale de la **température** minimale enregistrée est de l'ordre de 3°C (Janvier et Février).

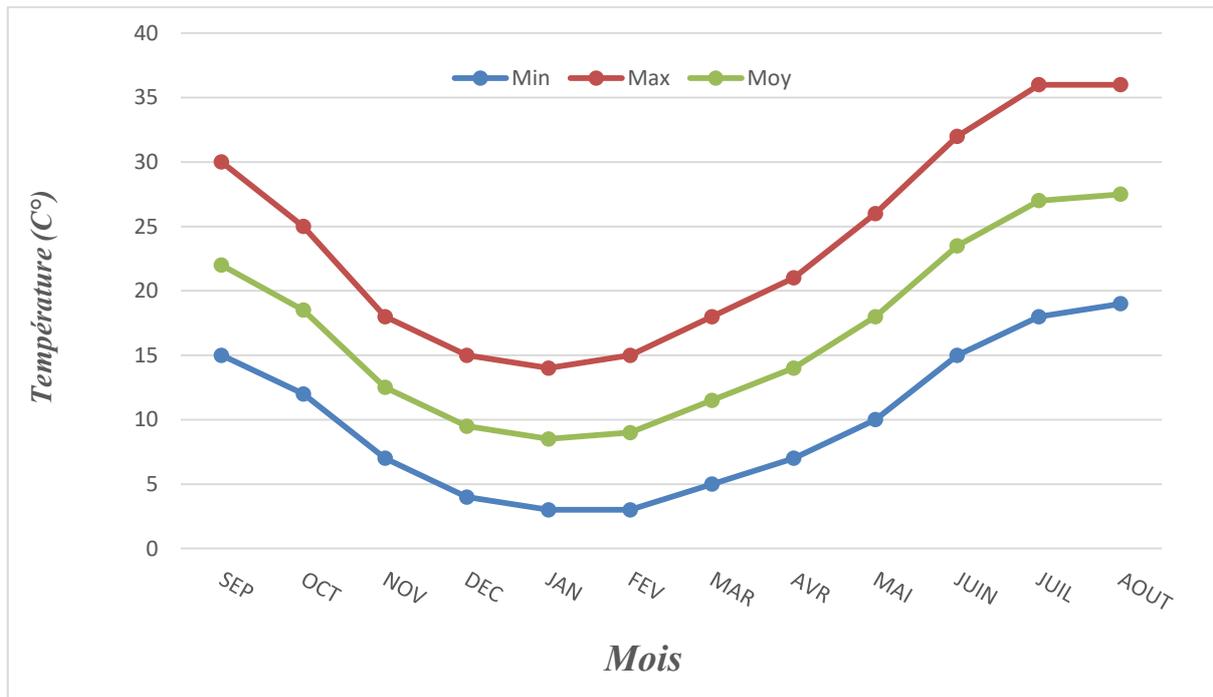


Figure I.7 :Les courbes des répartition des températures.

**I.6.3.Vents dominants**

Le sirocco est le vent sec et chaud en été, froid en hiver, principalement durant les mois de juillet et janvier, les vents sont de direction sud-ouest avec une fréquence de 33.6 %.

Tableau I.4 Fréquence des vents (station météorologique de Rebahia)

Direction	NORD	N-E	EST	S-E	SUD	S-O	OUEST	NO
Fréquence	28	6	1	3	34	74	35	39
%	12.7	2.7	0.7	1.3	15.4	33.6	15.9	17.7

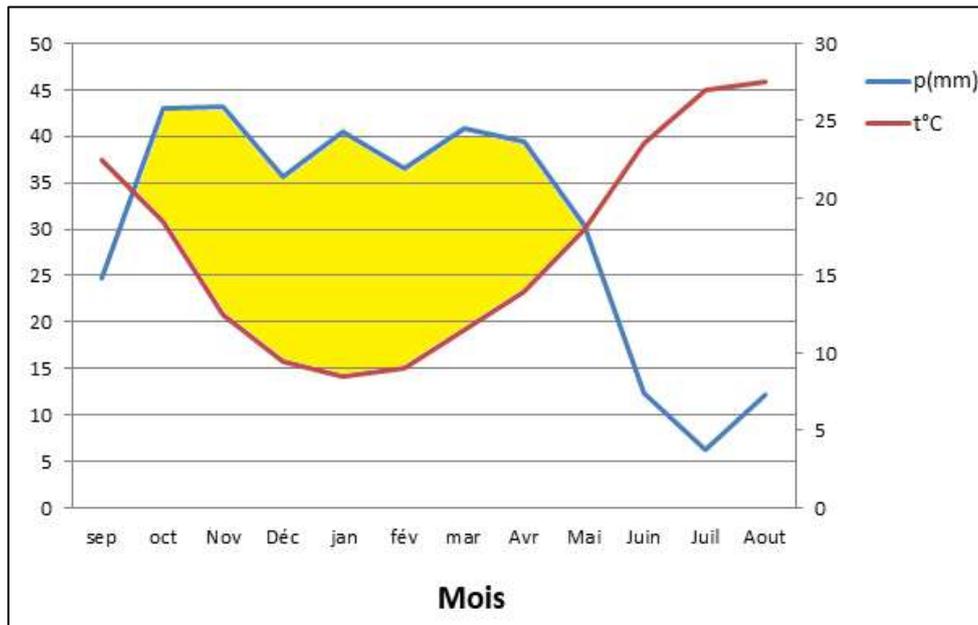
**I.6.4. Determination du climat**

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

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

**I.6.4.a Diagramme Ombrothermique**

Il propose la possibilité d'évaluer les composantes climatiques d'une région, notamment en termes de précipitations et de températures sur une période spécifique, totalement en précisant clairement les cycles sèches et humides. IL permet de calculer la durée de la saison sèche en portant la pluviométrie mensuelle (P en mm) et la température moyenne mensuelle (T en °C) sur le même graphe.



**Figure I.8 :**Diagramme d’Ombrothermique.

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

**I.6.3.b Indice d'aridité de Martonne**

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

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

Où :

- I : indice d’aridité de Martonne ;
- P : précipitations annuelle en (mm) ;
- T : température moyenne annuelle en (c°) ;

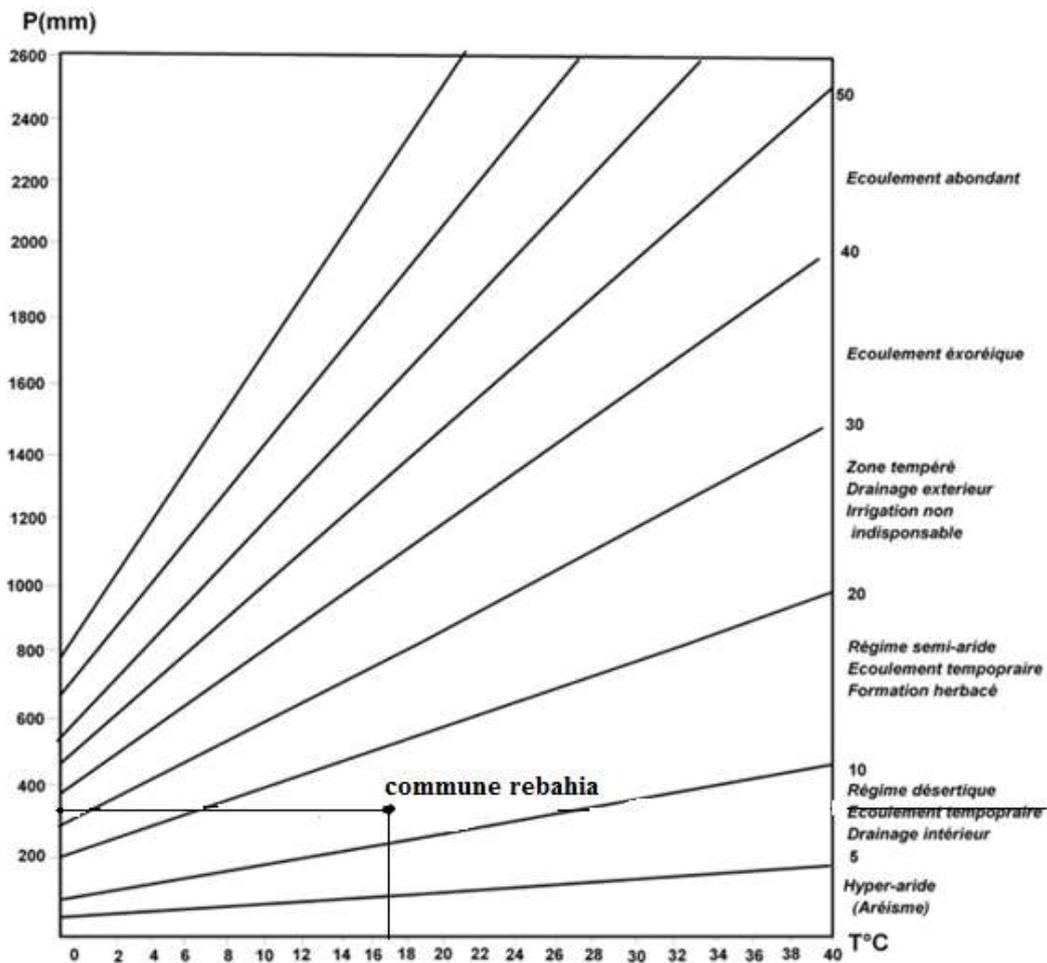
$$I = \frac{364.92}{16.83+10} \Rightarrow I = 13.60$$

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

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

**Tableau I.5:** type de climat de la ville de Rebahia d'après la méthode de Martonne.

Station	P (mm)	T(c°)	I	Type de climat
Rebahia	364.92	16.83	13.60	Semi-aride



**Figure I.9 :** détermination du type du climat d'après la méthode de Martonne

**I.6.3.c Quotient pluviothermique d'Emberger**

Le botaniste Emerger (1930) proposé un quotient pluviothermique (Q2) qui permet de situer la station dans l'étage bioclimatique convenable, où il fait intervenir le total des précipitations annuelles (P), la moyenne des maxima des mois les plus chauds (M) et la moyenne des minima des mois les plus froids (m) (Kefifa,2014).

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

$$Q2 = \frac{P}{\left[\left(\frac{M+m}{2}\right) \times (M-m)\right]} \times 1000 \dots\dots\dots (I.2)$$

**Avec :**

- Q2 :** Quotient pluviothermique d'Emberger.
- P :** Précipitation moyenne annuelle en mm.
- M :** Moyenne de maxima des mois les plus chauds en K°.
- m :** Moyenne minima des mois les plus froids en K°.

M et m sont exprimés en Kelvin (T °K=T°C+273.15)

**Quand :**

- 50 < Q2 < 100 : Climat tempéré.
- 25 < Q2 < 50 : Climat semi-aride.
- 10 < Q2 < 25 : Climat aride.
- 10 < Q2 : Climat désertique.

Selon la base des valeurs des précipitations et des températures on estime que la région d'étude est caractérisée par une valeur Quotient pluviothermique d'Emberger Q2= 37.786 qui permet de situer la ville de Rebahia dans la région semi-aride.

**Tableau I.6 :** Situation bioclimatique de la région d'étude.

Station	P(mm)	M (C°)	m (C°)	Q2	Type de climat
Rebahia	364.92	36	3	37.786	Semi aride

### **I.7. Situation démographique**

Le nombre de logements projetés est de 3703 logements donc la population prévue serait de l'ordre de 18515 habitants (avec un taux de 5 personnes par logement).

### **I.8. Réseau hydrographique**

L'hydrographie au niveau de notre région d'étude est représentée par deux cours d'eau à écoulement faible et temporaire (Talweg) qui prend sa source à l'Est, et qui traverse notre plaine d'Est en Ouest. L'autre oued dans la partie nord à forte pente représente une source d'inondation. Ce réseau hydrographique dense fait partie du bassin versant d'Oued AIN ZERGA. Le site est traversé dans le sens Ouest-Est et Ouest Nord Est par trois chaabat de petites à moyennes tailles.

La nouvelle ville POS 03 sera alimentée à partir de réservoir d'Ouled Bouziane  $2 \times 3600\text{m}^3$ . Les réservoirs ont un diamètre de 25m et une hauteur de 5 m calé à une cote de 920 m (URBAT, 2025).

### **I.9. Conclusion**

Dans ce chapitre, nous nous sommes efforcés de donner un aperçu sur la nouvelle ville POS 3 d'un point de vue (géographique, topographique, climatique...), une exposition de notre secteur d'étude et une estimation du nombre actuel d'habitants qui nous orientera dans la conception du réseau de distribution d'eau potable pour cette nouvelle cité POS 3.

# Chapitre II

---

## ETUDE DES BESOINS EN EAU

### POTABLE

#### **II.1.Introduction**

Dans ce chapitre, nous allons étudier et calculer les besoins en eau potable de la région d'Aïn Zerga POS 03 en nous basant sur des formules et des relations bien définies. Cette analyse repose principalement sur le nombre d'habitants et d'autres facteurs influençant la consommation d'eau, afin d'obtenir, à la fin, une estimation précise du débit de point total.

## II.2. Evaluation de la population

Le réseau d'alimentation en eau potable de la région est conçu, tenant compte de la croissance démographique et évaluation de la population dans le temps.

$$N_F = N_0 \times (1 + T)^n \dots\dots\dots (II.1)$$

Avec :

- $N_F$ : Population à l'horizon de calcul.
- $N_0$  : Population à l'année de référence.
- T : Taux d'accroissement démographique,
- n : nombre d'année séparant l'année de référence et l'horizon de calcul.

### 1) Population de référence :

La nouvelle ville de Ain Zergua POS 3 comprend 3703 logements.

Et selon les services techniques de la commune de REBAHIA et l'ADE, le taux d'occupation par logement pour les 15 prochaines années est de 5 hab/log d'où :

$$\text{Nombre d'habitant} = 3703 \times 5 = 18515 \text{ habitants.}$$

Dans la présente étude le nombre d'habitant sera celui qui va saturer tous les logements .Ainsi la population sera estimé 18515 habitants.

## II.3. Evaluation des besoins en eau potable

### II.3.1. Estimation des besoins en eau

L'estimation des besoins en eau d'une agglomération dépend de plusieurs facteurs (évolution de la population, des équipements sanitaires, du niveau de vie de la population, entreprises, commerce et utilisation publique, etc.). Elle diffère aussi d'une période à une autre et d'une agglomération à une autre. Pour notre étude, il est nécessaire de se pencher sur les différentes catégories de besoins telles que :

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

**II.3.2.Consommation moyenne journalière**

$$Q_{moyj} = \sum N_i \times M_i / 1000 \quad (m^3/j) \dots\dots\dots(II.2)$$

Avec :

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

**II.3.2.1. Dotation d’eau potable domestique**

Les besoins en eau sont liés directement à la dotation hydrique qui est choisie en fonction du nombre d’habitant de l’agglomération. Montre la variation de la dotation en fonction de la population.

**Tableau II.2** Variation de la dotation en fonction du nombre d’habitants :

Nombre d’habitants	5.000 à 20.000	20.000 à 100.000	> 100.000
Dotation (l/j/hab)	150 à 200	200 à 300	300400

-Le nombre d’habitant est 18515 habitants . donc la dotation égal :150 l/j/hab.

**II.3.2.2. Calcul des besoins moyens journaliers domestiques :**

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

**Tableau II.3** Répartition des besoins moyens journaliers domestiques du POS3.

Population (hab)	Dotation (l/j/hab)	$Q_{moyj} (m^3 /j)$	$Q_{moyj} (l/s)$
18515	150	2777.25	32.144

### II.3.3. Evaluation des besoins des équipements

TABLEAU II.4: Récapitulation les débits moyenne du POS3.

Type des Besoins	Equipement	Nombre	Unité	Superficie (m <sup>2</sup> )	Dotation journalière (l/j/m <sup>2</sup> )	Q <sub>moyj</sub> (m <sup>3</sup> /j)
Besoins scolaires	Ecole primaire	3	m <sup>2</sup>	12100	2	24.2
	C.E.M	2	m <sup>2</sup>	16000	2	32
	Lycée	1	m <sup>2</sup>	12800	2	25.6
<b>TOTAL :</b>						<b>81.8 m<sup>3</sup>/j</b>
Besoins Sociaux culturel	Mosquée	1	m <sup>2</sup>	3800	5	19
	Equipement sportif	1	m <sup>2</sup>	18700	2	37.4
	Espace vert	1	m <sup>2</sup>	13800	2	27.6
<b>TOTAL =</b>						<b>84 m<sup>3</sup>/j</b>
Besoins Administrative	A.APC	1	m <sup>2</sup>	1700	2	3.4
	A.postale	1	m <sup>2</sup>	11900	2	23.8
	R.EQ d'investissement	1	m <sup>2</sup>	34100	2	68.2
	R.EQ 01	1	m <sup>2</sup>	2500	2	5
<b>TOTAL=</b>						<b>100.4 m<sup>3</sup>/j</b>
<b>Consommation totale des besoins = 266.2 m<sup>3</sup>/j = 3.081 l/s</b>						

### II.4 Calcul du débit moyen journalier majoré

La consommation journalière majorée est exprimés par la relation suivant

$$Q_{moyj\ majoré'} = Q_{moyj\ calculé'} + K_m \cdot Q_{moyj\ calculé'} \dots\dots\dots(II.3)$$

$$Q_{moyj\ majoré'} = 1,20 \times Q_{moyj\ calculé'}$$

Avec :

- $Q_{moyj\ majoré}$ : La consommation journalière majorée en ( $m^3/s$ )
- $Q_{moyj\ calculé}$  : La consommation moyenne journalière calculée en ( $m^3/s$ )
- $K_m$  : Le coefficient de majoration est égal à 20%.

Le tableau ci-dessous récapitule les débits moyens journaliers majorés du POS3

**Tableau II.5:** Récapitulation les débits majorés du POS3

Population (hab)	Type des Besoins	$Q_{moyj}$		$k_m$	$Q_{moyj\ maj}$		Total $Q_{moyj\ majoré}$	
		$m^3/j$	l/s	%	$m^3/j$	l/s	$m^3/j$	l/s
<b>18515</b>	Besoins domestique	2777.25	32.144	20	3332.7	38.573	3652.14	42.27
	Besoins des équipements	266.2	3.081	20	319.44	3.697		

## II.5 Variations de la consommation journalière

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

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

Les problèmes posés par la variation des débits sont:

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

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

**II.5.1 Calcul de la Consommation maximale journalière**

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

$$Q_{max j} = Q_{moyj\ majeure'} \times k_{j\ max} \dots\dots\dots (II.4)$$

**Ou :**

- $Q_{max j}$  : Consommation maximale journalière ( $m^3/j$ );
- $Q_{moyj\ majeure'}$  : Consommation moyenne journalière ( $m^3/j$ ).
- $k_{j\ max}$  : Coefficient d'irrégularité journalière maximum,

**II.5.1.1 Coefficient de variation journalier maximal**

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

$$K_{j\ max} = \frac{Q_{max j}}{Q_{moy j}} \dots\dots\dots (II.5)$$

Dans la pratique :

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

**Tableau II.6 :** La récapitulation du débit maximum journalier du POS3

Population (hab)	Type des besoins	$Q_{moyj\ maj}$ $m^3/j$	$k_{j\ max}$	$Q_{max j}$		Total $Q_{max j}$	
				$m^3/j$	l/s	$m^3/j$	l/s
<b>18515</b>	Besoins domestique	3332.7	1.3	4332.51	50.145	4651.95	<b>53.842</b>
	Besoins des équipements	319.44	1	319.44	3.697		

**II.5.2 Calcul de la Consommation de pointe**

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

$$Q_{pte} = k_p \times Q_{moyj\ majoré} \dots\dots\dots(II.6)$$

Avec:

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

**II.5.2.1 Coefficient de variation horaire maximal ( $K_{h\ max}$ )**

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

$$K_{h.\max} = \alpha_{\max} \cdot \beta_{\max} \dots\dots\dots(II.7)$$

Avec :

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

**Tableau II.7 :** Variation du coefficient  $\beta_{\max}$  en fonction du nombre d’habitants:

Nombre	<1000	1500	2500	4000	6000	10 000	20 000	50 000	100000
$\beta_{\max}$	2.00	1.80	1.60	1.50	1.40	1.30	1.20	1.15	1.10

Toutes les valeurs des coefficients  $\alpha_{\max}$  et  $\beta_{\max}$  et  $K_{h\ max}$  sont résumé dans le tableau suivant :

**Tableau II.8 :** Les coefficients  $\alpha_{\max}$  ,  $\beta_{\max}$  et  $K_{h\ max}$

Population (hab)	$\alpha_{\max}$	$\beta_{\max}$	$K_{h\ max}$
<b>18515</b>	1.2	1.21485	1.45782

**II.5.4 Coefficient de pointe (  $K_p$  )**

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

Ce coefficient est calculé par l’expression :

$$K_p = K_{h,max} \cdot K_{j,max} \dots\dots\dots (II.7)$$

- Où :  $K_p$ : coefficient de pointe ( $m^3/s$ ).
- $K_{j,max}$ : coefficient journalier maximal.
- $K_{h,max}$ : coefficient horaire maximal

**Tableau II.9** : les Coefficients ( $K_{j,max}$ :  $K_{h,max}$  et  $k_p$  )

Population (hab)	Type des besoins	$k_{jmax}$	$k_{hmax}$	$k_p$
<b>18515</b>	Besoin domestique	1.3	1.45782	1.895166
	Besoins des équipements	1	1.45782	1.45782

**II.5.5 Récapitulation des différents débits de dimensionnement**

**Tableau II.10. Récapitulation des variations du débit de pointe**

horizon	Type des besoins	$Q_{moy\ majoré}$		$k_p$	$Q_p$		Totale $Q_p$	
		$m^3/j$	l/s		$m^3/j$	l/s	$m^3/j$	l/s
<b>2025</b>	Besoin domestique	3332.7	38.573	1.895166	6316.018	73.102	6781.704	<b>78.492</b>
	Besoins des équipements	319.44	3.697	1.45782	465.686	5.389		

## II.6 Conclusion

L'étude des besoins en eau est fondamentale pour la conception de tout réseau de distribution d'eau potable, car elle permet de déterminer  $Q_{max}$  et  $Q_p$ . La valeur  $Q_{max}$ , qui est la plus grande quantité de consommation enregistrée pendant un jour de l'année, est utilisée pour calculer la capacité du réservoir ainsi que la capacité de la station de pompage ou de captage afin qu'il n'y ait pas de déficit dans les périodes de pointe quotidiennes qui dans cette étude est estimée à 53.842 l/s . Quant à  $Q_p$ , il s'agit de la quantité maximale d'eau consommée à un moment donné de la journée, ce qui est important pour calculer les diamètres des canaux afin d'éviter une perte de pression excessive ou une vitesse excessive à l'intérieur des conduits qui est égale à 78.492 l/s .

# Chapitre III

---

## RESERVOIR DE STOCKAGE

### III.1. Introduction

À travers ce chapitre, nous considérerons l'une des infrastructures urbaines, à savoir le réservoir. L'eau est conservée dans des réservoirs ou châteaux d'eau avant d'être distribuée. Ils participent à l'amélioration des conditions de distribution de l'eau et à la protection de son approvisionnement, contribuant ainsi à équilibrer les niveaux de demande en eau tout à la durée de la journée. Il s'agit également d'une réserve qui assure l'autonomie en cas d'incident sur le réseau d'approvisionnement en eau potable.

## III.2. Rôle des réservoirs

Dans la majorité des situations, la construction d'un réservoir est recommandée puisqu'il présente les avantages suivants (DUPONT, 1979) :

- Alignement dans le processus de pompage ;
- Facilité d'utilisation ;
- Consultation fréquente des points d'eau ;
- Stabilité de la pression dans le système de distribution ;
- Diminution des coûts énergétiques (stockage nuit et distribution par gravité pendant les heures de pointe) ;
- Stockage de l'eau durant tout le temps d'opération de la station de pompage ;
- Préserver une réserve pour les catastrophes ;
- Traiter l'eau avec du chlore.

## III.3. Classification des réservoirs

Ils peuvent être classés selon :

### III.3.1 Leur position par rapport au sol

- Les réservoirs enterrés ;
- Les réservoirs semi enterrés ;
- Les réservoirs sur le sol : Ces types de réservoirs alimentent le réseau de distribution par gravité.
- Les réservoirs surélevés : Étant donné que la cuve du réservoir est placée sur une tour,
- Réservoir avec station de surpression associée : l'approvisionnement du réseau de distribution exigeant une pression supérieure à la normale (BONNIN, 1977).

### III.3.2 Leur forme

- Les reservoirs rectangular
- Les reservoirs conique
- Les reservoirs cylindro-conique
- Les reservoirs carré
- Les reservoirs trapezoidal.etc

### III.3.3 Matériaux de construction

- Les réservoirs métalliques ;
- Les réservoirs en maçonnerie ;
- Les réservoirs en béton armé ;
- Les réservoirs en plastique.

### III.3.4 Selon l'usage

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

Les critères les plus souvent retenus pour les choix sont :

- Les facteurs économiques ;
- La sécurité d'approvisionnement et la facilité d'exploitation ;
- Les possibilités d'inscription harmonieuse dans le site ;
- Les possibilités d'adaptation au réseau.

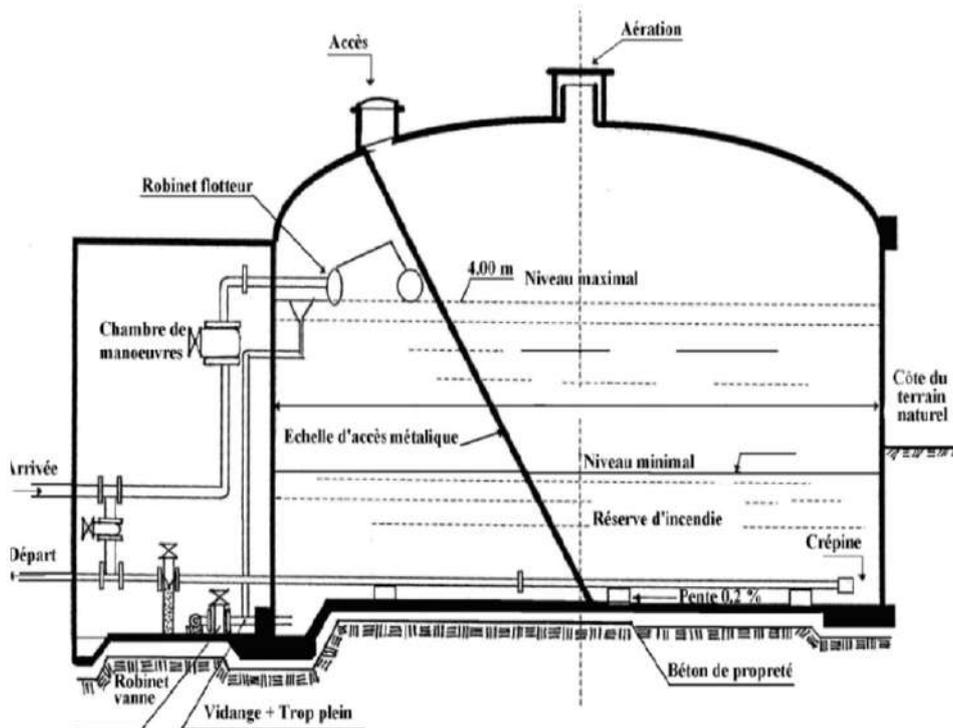


Figure N°III.1 : Réservoir semi enterré cylindrique et ces équipements (BOUMESSENEGHI, 2025)

### III.4. Différents types de réservoir

#### III.4.1. Réservoir sur tour (château d'eau)

Il repose sur un principe de distribution gravitaire de l'eau, la différence d' hauteur nécessaire entre l'eau stockée et les points de distribution étant obtenue par élévation du réservoir sur une tour, sur piliers ou sur une construction existante. L'immeuble se situe après la production, en tête ou en relais sur les réseaux d'adduction et de distribution. Le volume du réservoir correspond au maximum des besoins de la consommation journalière et de la sécurité incendie (120 m<sup>3</sup>). Il comporte parfois deux cuves séparées, ce qui permet leur entretien sans interruption de service.

Le réservoir est habituellement rempli via une station de pompage depuis le site de production ou une cuve de récupération.

La majorité des châteaux d'eau sont construits en béton précontraint ou armé. Il existe des modèles fabriqués en acier soudé ou monté. Les plus anciens sont construits en maçonnerie traditionnelle.

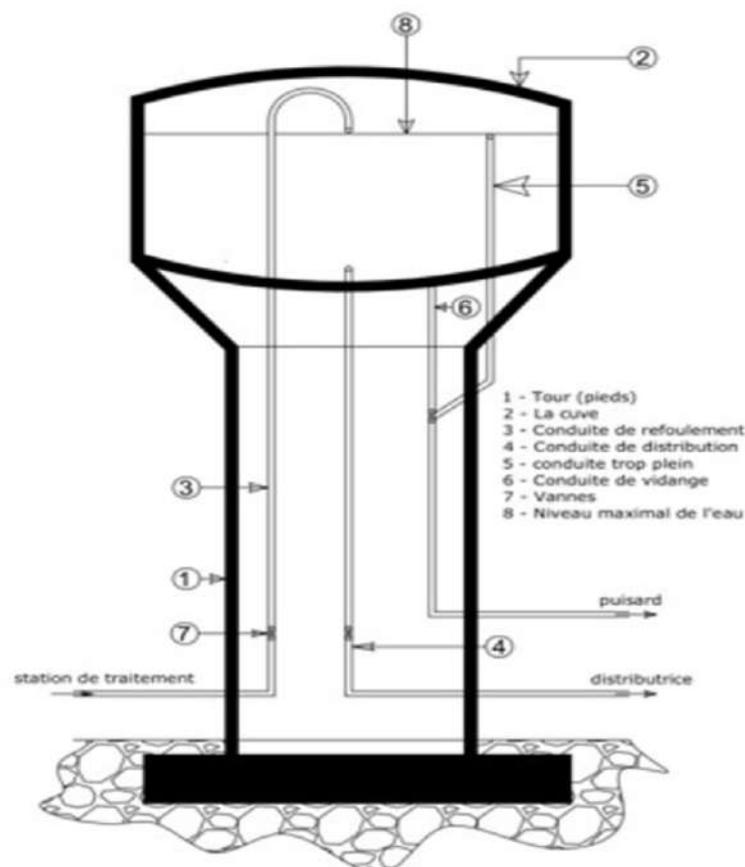


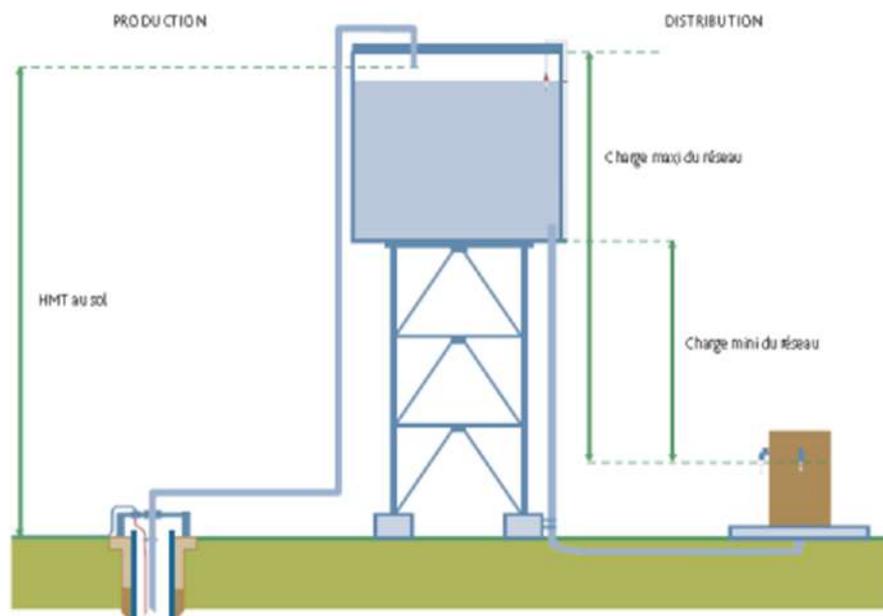
Figure N° III.2: château d'eau (BAILLOT, 2020)

**a) Avantages**

- Création d'un point haut en terrain plat.
- Ils constituent un facteur de protection en matière d'approvisionnement : ils « peuvent garantir, en cas de problème à la station de production d'eau, une distribution d'eau généralement durant 12 à 24 heures » ;
- Ils préservant une pression stable dans le réseau ;
- Ils représentent un élément de sécurité lié à l'eau, un réservoir de décantation supplémentaire ;
- Sur le plan technique, l'amélioration des techniques de mise sous pression des réseaux de canalisation d'eau.

**b) Inconvénients**

- Stockage limité
- Coût de construction élevé,
- Entretien (peinture...),
- Forte vulnérabilité au risque sismique,
- Variation de température journalière et saisonnière peut poser des problèmes de salubrité : l'eau stockée atteignant des températures élevées, accentuant le développement des bactéries (Direction nationale de l'eau potable et de l'assainissement, 2012).



**Figure N° III.3:** Schéma général des phases de production et de distribution d'un château d'AEP (BENSAID, 2016).

### III.4.2. Réservoir enterré ou semi-enterré

Ce système se base aussi sur un principe de pression gravitaire de l'eau conservée. L'écart de hauteur est réalisé en utilisant une variation naturelle du relief. Le réservoir est donc construit directement sur le sol. L'approvisionnement peut se faire par gravité ou via une station de pompage.

#### a) Avantages

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

#### b) Inconvénients

L'exposition d'un tel système à la topographie du lieu peut entraîner des coûts supplémentaires lors de l'installation et de l'exploitation des réseaux de distribution.

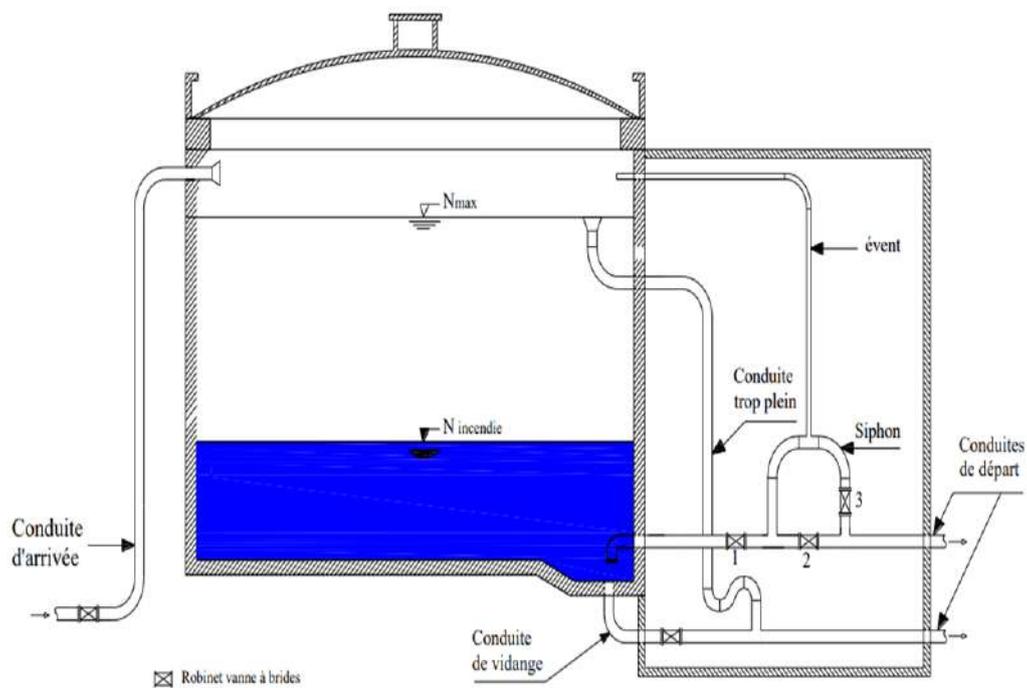


Figure N° III.4: Réservoir circulaire (enterré semi-enterré). (DAOUD, 2020).

### III.5. Emplacement de réservoir

Avant de choisir le site du réservoir, il faut bien prendre en considération les conditions suivantes :

- Un bon terrain à utiliser pour la construction.
- Un endroit haut qui domine l'agglomération (si le projet est réalisable)
- Il serait optimal que l'emplacement facilite une distribution gravitaire ;
- La cote doit être positionnée à une hauteur supérieure à la plus haute cote piézométrique nécessaire dans le réseau.
- Éviter d'exercer des pressions trop importantes sur les points les plus faibles du réseau.
- L'installation doit également idéalement se réaliser à l'extrémité de la ville ou proche du centre important de consommation.
- L'installation d'un réservoir peut être facilitée par les variations de terrain dans la région, ce dernier étant toujours plus économique (préférable à un château d'eau, le réservoir semi-enterré est plus avantageux).

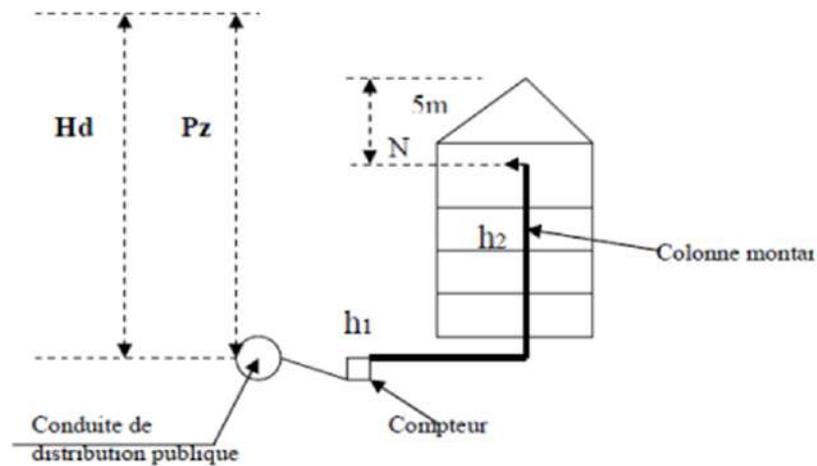


Figure N° III.5: Branchement d'abonnés et pression au sol demandée (BENZANNACHE, 2021).

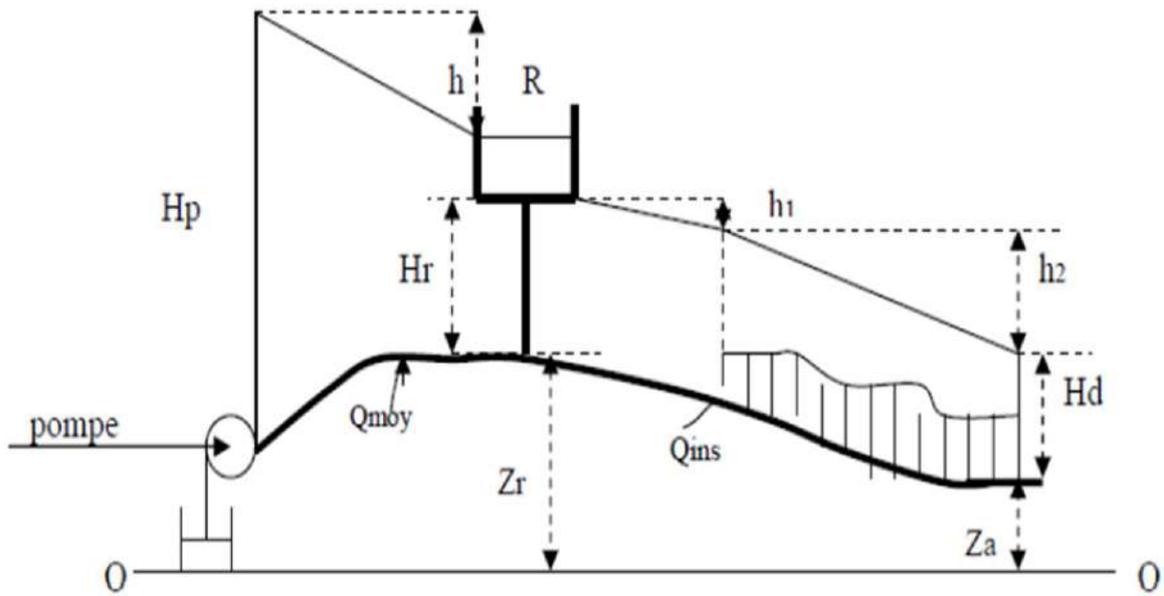


Figure N° III.6: Altitude des réservoirs dans le système de distribution (BENZANNACHE, 2021).

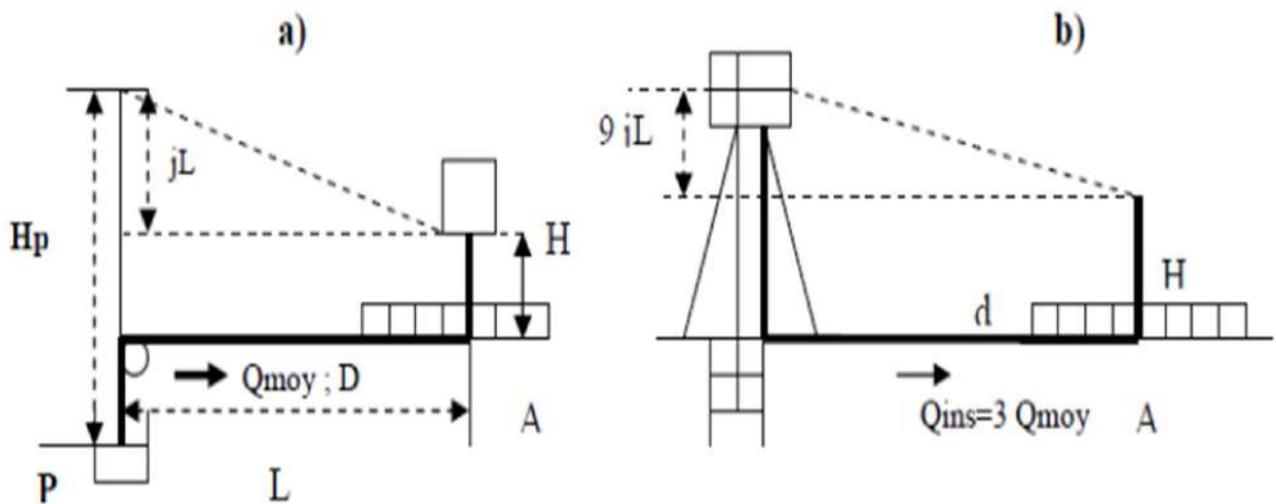


Figure N° III.7: Emplacement géographique des réservoirs a) réservoir en ville, b) réservoir sur captage (BENZANNACHE, 2021).

### III.6. Equipement du réservoir

Les réservoirs possèdent de systèmes d'entrée, de sortie, d'arrosage et de débordement, en plus d'un dispositif qui contrôle le niveau d'eau dans le réservoir. Ce dispositif intègre un détecteur qui contrôle le fonctionnement des pompes fournissant l'eau. Un robinet flotteur réglera le fonctionnement des réservoirs approvisionnés par adduction gravitaire (DUPONT, 1979).

### III.6.1 La conduite d'adduction

Il y a deux façons d'acheminer l'eau par adduction : soit en utilisant la méthode de surverse avec chute libre (voir Figure° III.8), soit en prolongeant la conduite pour maintenir l'extrémité immergée (Voir Figure III.9).

Lors de la conduite d'alimentation en eau dans le réservoir, il doit être possible de stopper l'approvisionnement en eau dès que le niveau maximal est atteint dans la cuve. Si l'approvisionnement en eau se fait par gravité, un robinet à flotteur peut être utilisé, alors qu'un système doit être mis en place pour couper la turbine si l'approvisionnement est réalisé par refoulement.

La méthode de surverse en chute libre permet une oxygénation de l'eau à l'arrivée dans le réservoir, ce qui peut être bénéfique pour les eaux souterraines pauvres en oxygène. En revanche, la méthode de prolongation de la conduite permet de maintenir l'extrémité immergée en permanence.

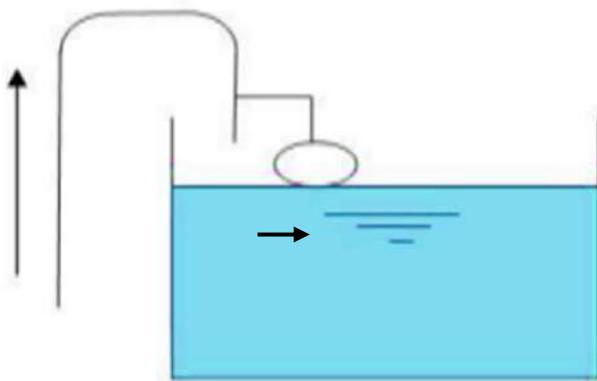


Figure N° III.8. Adduction avec chute libre.

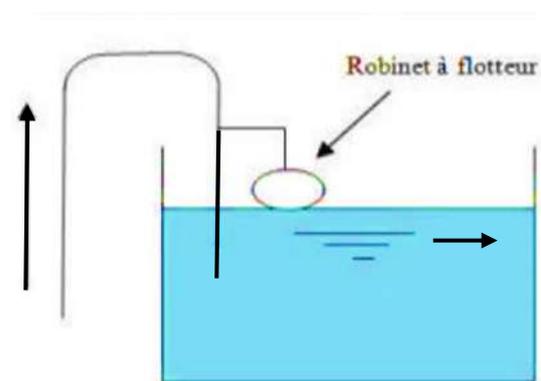


Figure N° III.9: Adduction noyée

### III.6.2. La conduite de distribution

La conduite de distribution est installée à 0,2 m au-dessus du radier du réservoir afin d'éviter l'entrée de boues ou de sables qui pourraient être se déposer principalement dans le réservoir.

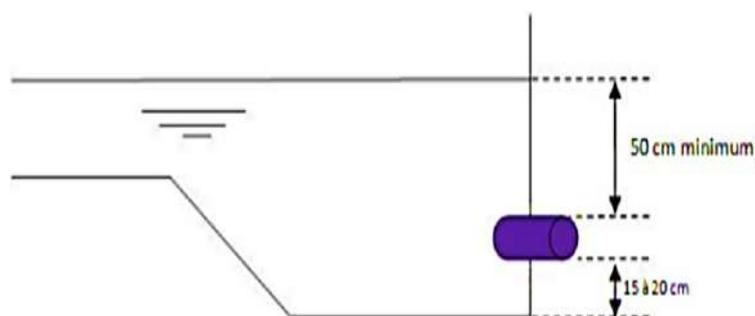


Figure N° III.10. Conduite de distribution.

### III.6.3 By-pass entre l'adduction et refoulement

Positionné entre le conduit d'arrivée et le conduit de distribution pour garantir la continuité du service durant la maintenance du réservoir d'eau. Ce dispositif fonctionne lorsque le réservoir est mis à l'écart pour maintenance ou en cas d'incendie à grande échelle (**DUPONT, 1977**).

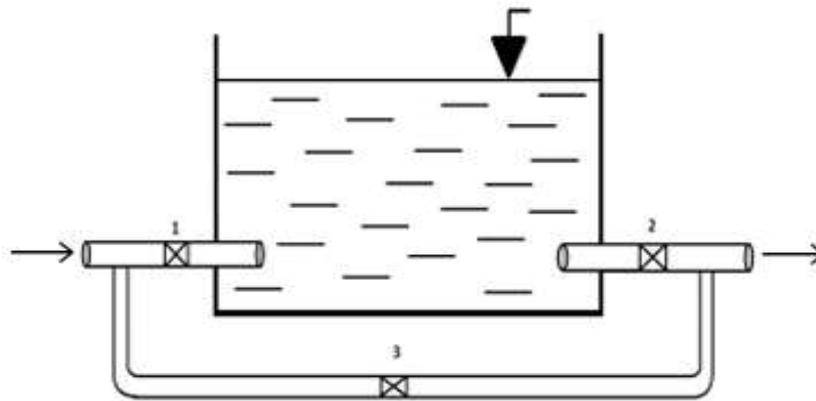


Figure N° III.11. Conduit By-pass.

### III.6.4 La conduite trop plein

Le rôle du trop-plein est d'éviter un excès de niveau d'eau. Pour cela, l'extrémité de cette conduite doit avoir une forme d'orifice pour empêcher l'entrée de divers éléments défavorables dans le réservoir.

### III.6.5 La conduite de vidange

Cette conduite se trouve au plus bas point du réservoir, elle permet la vidange du réservoir pour son nettoyage ou sa réparation, à cet effet le radier du réservoir est réglé en pente vers son origine elle est raccordée à la conduite de trop plein et comporte un robinet vanne avant le raccordement sur cette dernière (**BENDAHMANE, 2007**).

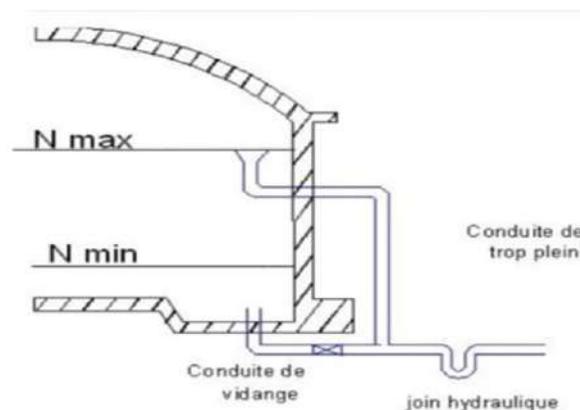


Figure N° III.12. Conduite de vidange et trop plein.

### III.6.6 Robinet flotteur

Un robinet à flotteur sera installé sur le réservoir, il ferme la conduite d'entrée lorsque le niveau d'eau est au maximum et s'ouvre lorsque ce niveau réduit.

### III.6.7 Matérialisation de la réserve d'incendie

Il s'agit d'un mécanisme spécifique de la vanterie à mettre en place au niveau du réservoir, qui permet de stopper le flux une fois que le niveau de l'eau réservée pour éliminer les incendies est réalisé (DUPONT, 1977). On identifie deux systèmes différents :

- Système à deux prises dont la réserve n'est pas renouvelable.
- Système à siphon qui a l'avantage de renouveler constamment la réserve d'incendie.

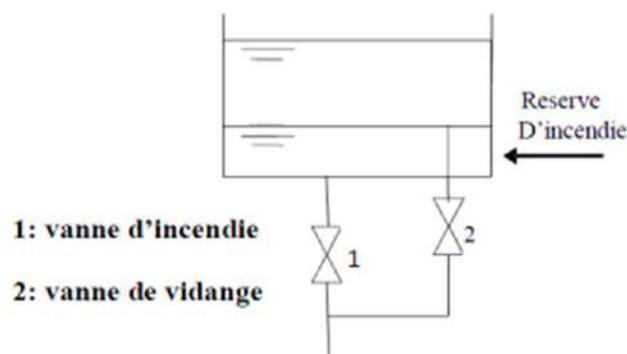


Figure N° III. 13 : Système à deux prises.

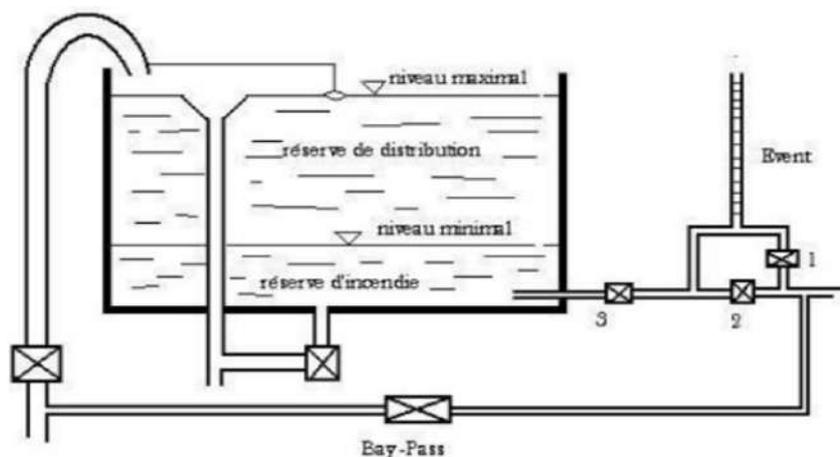


Figure N°III. 14 : Système à siphon (HIBER, 2023).

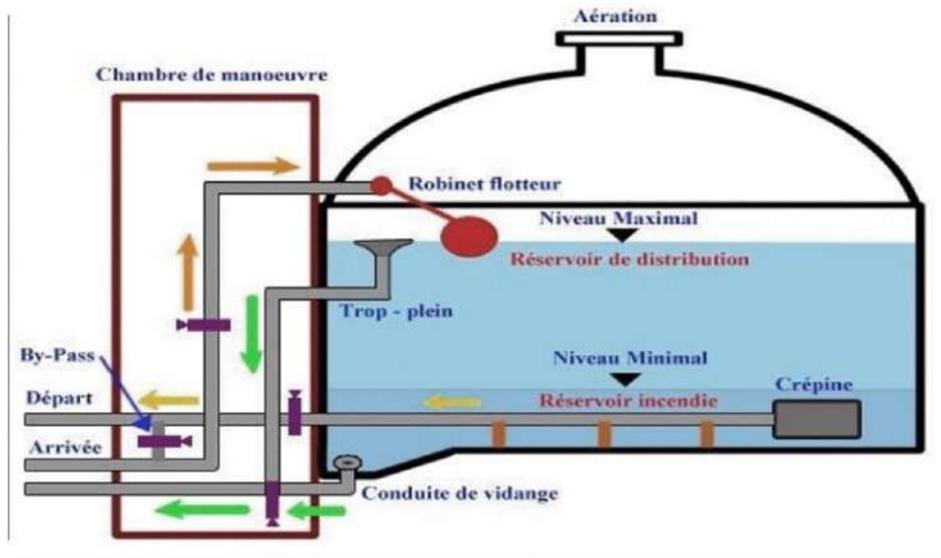


Figure N° III. 15 : Schéma général d'un réservoir d'eau (ARKOUB, 2021).

### III.7. Dimensionnement du réservoir

Un réservoir doit être dimensionné pour répondre aux fonctions qui lui sont demandés depuis sa mise en service jusqu'aux conditions les plus exigeantes (demande de pointe). Sa capacité doit être estimée en considérant l'évaluation des variations des débits à l'entrée comme à la sortie, c'est-à-dire d'une part, du mode d'exploitation des ouvrages situés en amont et, d'autre part, de la variation de la demande.

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

#### III.7.1 Détermination de la capacité du réservoir de stockage

La méthode de calcul adoptée est dite méthode analytique, qui repose sur l'utilisation des coefficients horaires variant suivant les différentes heures de desserte et suivant l'importance de la population.

Le volume de stockage est donné par la formule :

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

OÙ :

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

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

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

Tableau III.1 : Besoin en stockage

HORAIRE	$\Delta H$ (%)	Volume		Volume cumulé		Différence	
		Q.Dt	Q.Dt. $\Delta H.0,24$ .	V.APRT CUM.	V. CONS. CUM.	$\Delta V$ +	$\Delta V$ -
0_1	1.500	193.831	69.77916	193.831	69.77916	124.05184	
1_2	1.500	193.831	69.77916	387.662	139.55832	248.10368	
2_3	1.500	193.831	69.77916	581.493	209.33748	372.15552	
3_4	1.500	193.831	69.77916	775.324	279.11664	496.20736	
4_5	2.500	193.831	116.2986	969.155	395.41524	573.73976	
5_6	3.500	193.831	162.81804	1162.986	558.23328	604.75272	
6_7	4.500	193.831	209.33748	1356.817	767.57076	589.24624	
7_8	5.500	193.831	255.85692	1550.648	1023.42768	527.22032	
8_9	6.250	193.831	290.7465	1744.479	1314.17418	430.30482	
9_10	6.250	193.831	290.7465	1938.31	1604.92068	333.38932	
10_11	6.250	193.831	290.7465	2132.141	1895.66718	236.47382	
11_12	6.250	193.831	290.7465	2325.972	2186.41368	139.55832	
12_13	5.000	193.831	232.5972	2519.803	2419.01088	100.79212	
13_14	5.000	193.831	232.5972	2713.634	2651.60808	62.02592	
14_15	5.500	193.831	255.85692	2907.465	2907.465	0	
15_16	6.000	193.831	279.11664	3101.296	3186.58164		-85.28564
16_17	6.000	193.831	279.11664	3295.127	3465.69828		-170.57128
17_18	5.500	193.831	255.85692	3488.958	3721.5552		-232.5972
18_19	5.000	193.831	232.5972	3682.789	3954.1524		-271.3634
19_20	4.500	193.831	209.33748	3876.62	4163.48988		-286.86988
20_21	4.000	193.831	186.07776	4070.451	4349.56764		-279.11664
21_22	3.000	193.831	139.55832	4264.282	4489.12596		-224.84396
22_23	2.000	193.831	93.03888	4458.113	4582.16484		-124.05184
23_24	1.500	193.831	69.77916	4651.944	4651.944		0
						604.75272	286.86988

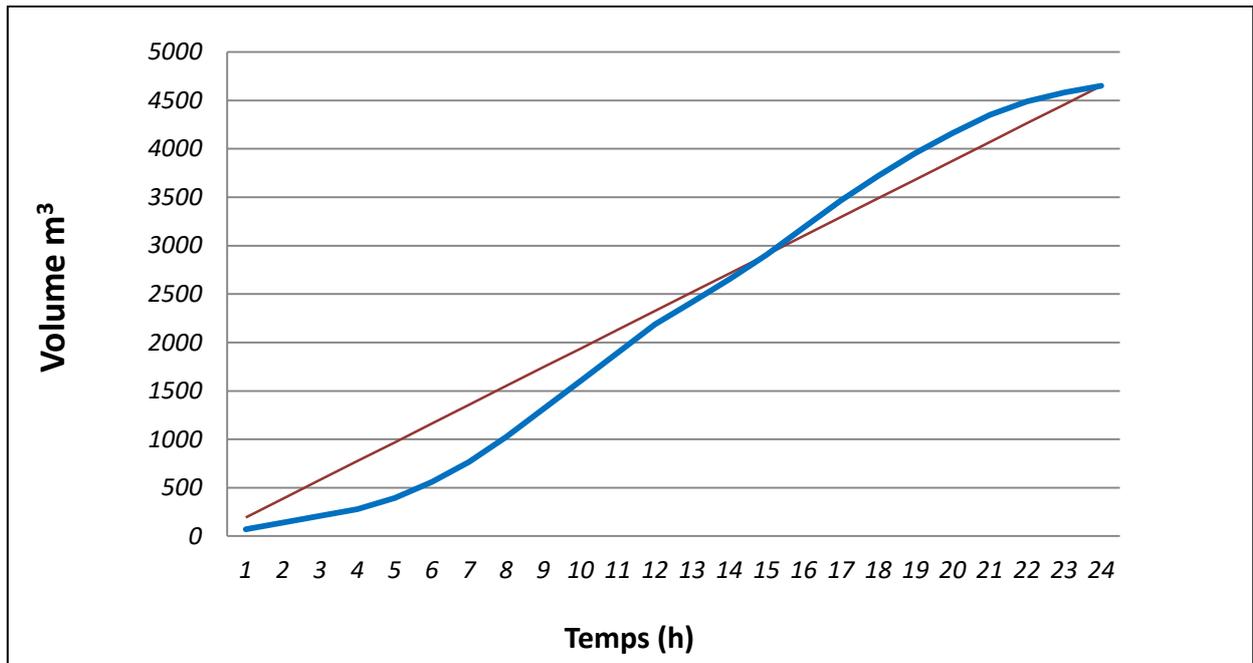


Figure N° III.16 : Courbe d’apport et de consommation à long terme.

$$|\Delta V +_{MAX}| = 604.753 m^3$$

$$|\Delta V -_{max}| = 286.870 m^3$$

$$VRI = 120 m^3$$

Donc :

$$VT = 604.753 + 286.870 + 120$$

$$\Rightarrow VT = 1011.623 m^3$$

Donc un volume de **1200m³** est nécessaire pour satisfaire les besoins en stockage.

### III.8. Détermination de dimension du réservoir

#### III.8.1 Calcul du diamètre :

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

**Ou** S=la section de la cuve en  $m^2$

$H_e$ =la hauteur d’eau ( $H_e = 5m$ )

$V_T$  = Le volume du réservoir

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

Application numérique :  $S=240 \text{ m}^2$

D'Où :

$$D = \sqrt{\frac{4 \times S}{\pi}} \Rightarrow D = 17.48 \dots\dots\dots(III.4)$$

On prendra le diamètre normalise  **$D_N=18\text{m}$** .

Donc : le diamètre de réservoir projeté  $DN= 18\text{m}$  et la hauteur d'eau  $H_e = 5\text{m}$ .

### III.8.2 Vérification de la hauteur d'eau :

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

$$S = \frac{3.14 \times 18^2}{4} \Rightarrow S=254.469 \text{ m}^2$$

D'après d'équation (III.2)

$$H_e = V_T / S \quad \Rightarrow \quad H_e= 4.716\text{m}$$

### III.8.3 Détermination de la hauteur d'eau d'incendie :

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

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

Où :

$H_{inc}$  : hauteur d'eau d'incendie en (m)

$D_N$  : diamètre de réservoir (m)

$V_{RI}$  : volume du réservoir d'incendie en ( $\text{m}^3$ ) et égale à  $120\text{m}^3$

Donc la hauteur d'incendie est égale a :  **$H_{inc} = 0.471\text{m} \approx 0.5\text{m}$** .

### III.8.4 Détermination du diamètre de la conduite de distribution

On a un débit de pointe égal à **78.492 l/s** et pour calculer ce diamètre on fixe une vitesse comprise entre (0,5 et 1,5) m/s est on utilise la formule suivante :

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

Où :

$Q_P$  : Débits de pointe égale à **78.492 l/s**

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

$$Q_P = V \times S \Rightarrow D = \sqrt{\left(\frac{4 \times Q_P}{\pi \times V}\right)} \Rightarrow D = 0.316 \text{ m}$$

Donc le diamètre normalisé de la conduite de distribution est:  **$D_N = 400 \text{ mm}$**

Alors la conduite de distribution est de nature PEHD.

### III.8.5. Vérification de la vitesse

$$V = \frac{4 \times Q_P}{\pi \times D^2} \Rightarrow V = \mathbf{0.793 \text{ m/s}} \quad (0.5 \text{ m/s} < V = 0.793 < 1.5 \text{ m/s} \rightarrow \text{vitesse vérifiée})$$

### III.8.6. Détermination de la cote radiée de réservoir

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

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

Où :

- $C_R$  : cote du radier du réservoir (m) ;
- $C_{TN}$  : cote du point le plus défavorable dans le réseau de distribution (c'est le point le plus loin et le plus élevé) (pour le présent cas,  $C_{TN}=966 \text{ m}$ ).
- $H$  : pression au sol donnée en fonction de nombre d'étages (**n**).  
 $H = 10 + 4 \times n \Rightarrow H = \mathbf{10 + 4 \times 5 = 30 \text{ m}}$
- $H_{wi}$  : Pertes de charge à l'intérieur de l'immeuble ;  **$H_{wi} = 3 \text{ m}$**  ;
- $P_s$  : Charge minimale au niveau des orifices de puisage les plus élevés. Généralement  **$P_s = 4 \text{ m}$**
- $H_{we}$  : perte de charge totale dans la conduite de distribution ;

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

Où :

$J$  : perte de charge unitaire (m/ml)

$L$  : la longueur totale de la conduite de distribution égale à 910 m.

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

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

$$\Rightarrow J = 1.386281 \times 10^{-3} \text{ m/m}$$

$$\Rightarrow H_{we} = 1.261516156 \approx \mathbf{1.26 \text{ m}}$$

Alors :  $C_R = 966 + 30 + 3 + 4 + 1.26$

$$\mathbf{\underline{C_R = 1004.26m}}$$

### III.9. Détermination du type de réservoir projeté

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

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

Où :

- $C_R$  : représente la côte radier calculée ( $C_R = \mathbf{1004.26m}$ ) ;
- $C_{TN}$  : représente la côte du terrain naturel où le réservoir projeté est implanté  $C_{TN} = \mathbf{990m}$  ;

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

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

En appliquant la relation (III.11) :  $\mathbf{H_{CH} = 1004.26 - 990}$

$$\Rightarrow \mathbf{H_{CH} = 14.26m}$$

En raison d'une valeur de  $H_{CH}$  fixée à 14.26 m, cela signifie que le réservoir se trouve à une altitude appropriée pour générer la pression requise dans le réseau. Donc, nous choisissons d'utiliser un château d'eau.

**III.10. Détermination de la côte trop-plein**

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

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

Où :

**C<sub>TP</sub>** : côte trop pleine

**H<sub>e</sub>** : hauteur d’eau dans le réservoir **H<sub>e</sub> = 4.716m**

**H** : hauteur de la chute d’eau, **H = 0.5m**

$$C_{TP} = 1004.26 + 4.716 + 0.5 \Rightarrow \underline{C_{TP} = 1009.476m}$$

**III.11. Détermination de l’arrivé de l’adduction**

Elle est déterminée par la relation suivante:

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

Ou:

**C<sub>ad</sub>**: côte d’arrivée de l’adduction (m);

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

Donc : **C<sub>ad</sub> = 1009.476 + 0,5**

$$C_{ad} = 1009.976m$$

**Tableau III.2: Caractéristique hydrauliques du réservoir.**

Volume (m <sup>3</sup> )	Diamètre (m)	H <sub>e</sub> (m)	H <sub>ch</sub> (m)	H <sub>inc</sub> (m)	C <sub>R</sub> (m)	C <sub>TN</sub> (m)	C <sub>TP</sub> (m)	C <sub>ad</sub> (m)
<b>1200</b>	<b>18</b>	<b>4.716</b>	<b>14.26</b>	<b>0.5</b>	<b>1004.26</b>	<b>990</b>	<b>1009.476</b>	<b>1009.976</b>

### **III.12. Conclusion**

Cette partie de l'analyse nous-mêmes ans assistés à établir les mesures des structures de stockage (réservoir), tel que le niveau, la dimension du réservoir et la hauteur d'incendie, assurant donc l'approvisionnement en eau potable des différentes communautés. Dans ce chapitre, notre recherche nous a conduit à concevoir un réservoir destiné d'une capacité de **1200m<sup>3</sup>**.

Afin de répondre aux demandes et aux besoins des consommateurs, il est essentiel de définir et de dimensionner les conduits d'alimentation qui déplacent l'eau vers les réservoirs, c'est ce que nous aborderons à travers le chapitre suivant.

# Chapitre IV

---

## ADDUCTION DES EAUX

### **IV.1. Introduction**

Ce chapitre a pour objectif de cette étude vise à garantir une adduction performante à la fois techniquement économiquement pour le dimensionnement d'une conduite de refoulement acheminant l'ensemble du débit pompé depuis la station de pompage vers un réservoir surélevé de 1200 m<sup>3</sup>.

Le système d'adduction constitue une partie essentielle du réseau d'alimentation en eau potable, pouvant être gravitaire, par refoulement ou mixte, selon la nature du site. Pour assurer son efficacité, des dispositifs comme les ventouses, les vidanges et les vannes de sectionnement sont nécessaires afin d'éviter les interruptions, les surpressions, la contamination ou l'obstruction des conduites.

## IV.2. Type d'adduction

D'après leurs fonctionnements, les adductions peuvent être classées selon leurs charges. On distingue trois types d'adduction

- gravitaire
- Adduction par refoulement
- Adduction mixte

### IV.2.1 Adduction par refoulement

On rencontre ce type d'adduction dans le cas où le point de captage se situe à un niveau inférieur à celui du réservoir d'accumulation, c'est une adduction où l'écoulement a une faveur d'un rapport d'énergie externe (pompe) (ARKOUB, 2021).

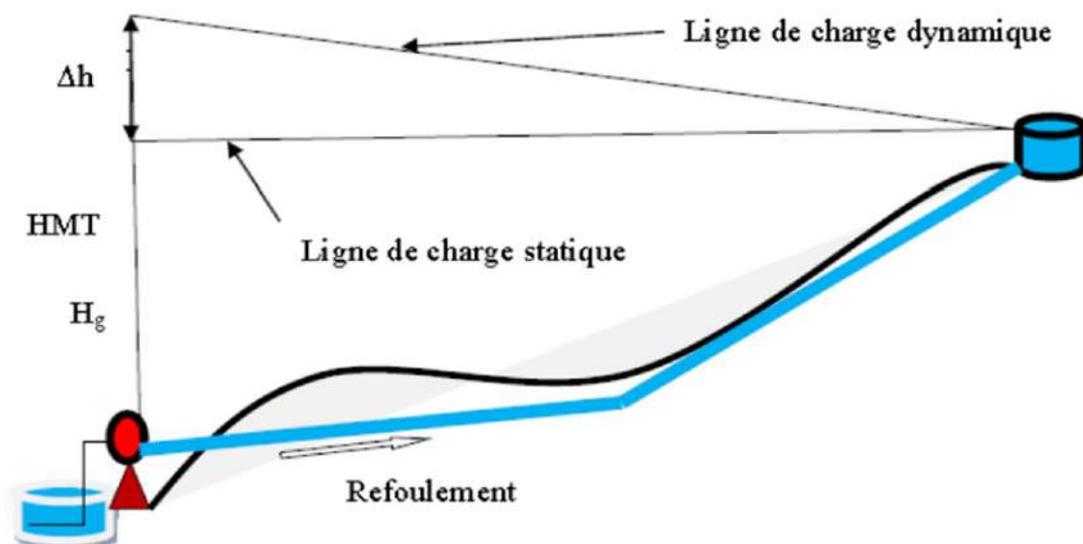


Figure IV.1: adduction par refoulement.

### IV.2.2 Adduction gravitaire

C'est une adduction où l'écoulement se fait gravitaire. On rencontre ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une côte supérieure à la côte piézométrique de l'ouvrage d'arrivée (DUPONT, 1979). Il existe deux types d'adductions gravitaires :

- À surface libre (non en charge).
- En charge (le plus rencontré).

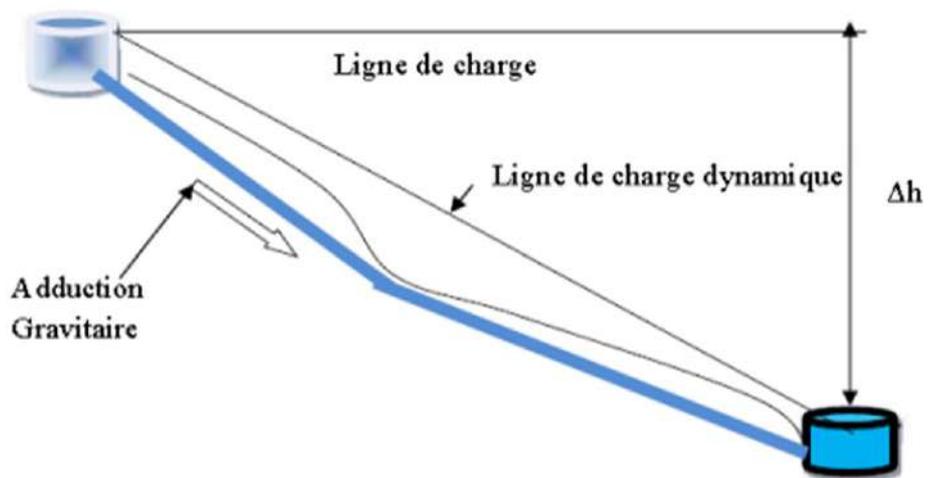


Figure IV.2: Adduction gravitaire.

**VI.2.3 Adduction mixte**

L'adduction mixte est un système qui combine le refoulement et la gravité, utilisé lorsque les conditions topographiques ou techniques exigent un pompage. Dans ce système, l'eau est d'abord pompée à l'aide de conduites de refoulement vers un réservoir intermédiaire appelé réservoir tampon, puis elle est acheminée par gravité jusqu'au point d'arrivée (SAID, 2023).

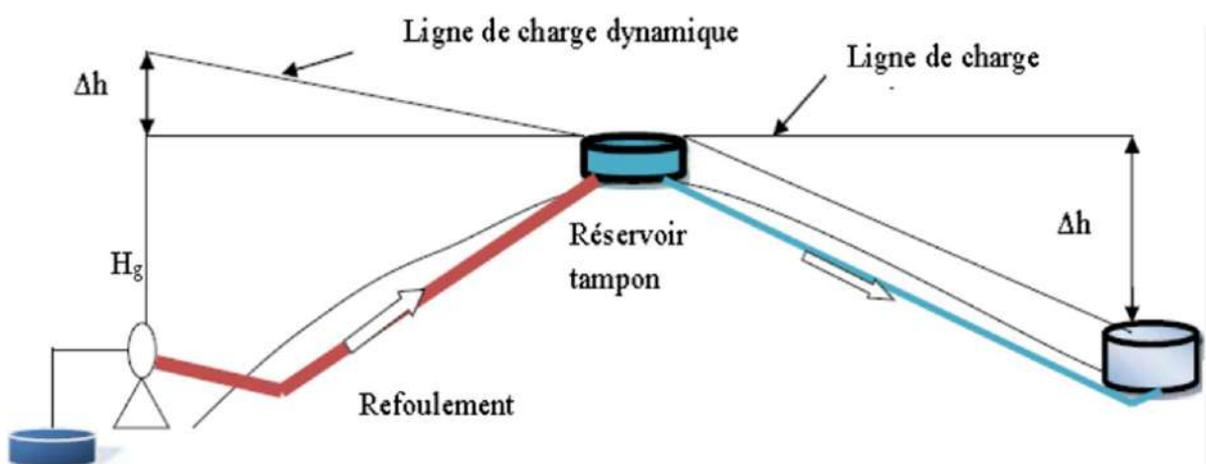


Figure IV.3: Adduction mixte.

### IV.3. Etude technico-économique

Le diamètre de la conduite de refoulement doit être choisi en prenant en compte à la fois les coûts d'investissement et les coûts de fonctionnement de l'installation. Ainsi, pour minimiser les coûts totaux, il est nécessaire de sélectionner le diamètre qui permet d'obtenir le coût de revient le plus bas pour l'ensemble de l'installation en exploitation. Cependant, il est important de noter que la vitesse d'écoulement doit se situer entre 0,5 et 1.5 m/s pour assurer un fonctionnement optimal de l'installation. Les principaux paramètres à prendre en compte dans cette étude sont :

- Le débit
- Le diamètre
- La vitesse
- Les pertes de charge

### IV.4. Choix du tracé

Le choix de tracé du profil de la conduite se fait toujours en tenant compte de certains impératifs d'ordre technique et économique tels que ;

#### a. Conditions techniques

- Le tracé à adopter doit être le plus régulier.
- Eviter les contres pentes, qui peuvent donner lieu en exploitation à des Cantonnements d'air plus au moins difficile à évacuer.
- Eviter la traversée de propriétés privées nécessitant des expropriations et suivre Les voies publiques pour faciliter la pose de canalisation et leur exploitation et Permettre un accès rapide pour l'entretien et la réparation.
- Pour les conduites de longueur importante, il sera bon de prévoir quelques robinets ou vannes de sectionnement en vue de faciliter la réparation éventuelle.
- Il serait préférable de suivre l'accotement des routes, pour faciliter les travaux ainsi que l'acheminement des travaux.

#### b. Conditions économiques

- Le profil doit être le plus court possible pour réduire les frais d'investissement.
- La conduite de refoulement et la station de pompage sont liées.
- En effet, plus le diamètre de la conduite augmente plus les pertes de charge et les frais d'exploitation diminuent ou l'inverse (ARKOUB 2021).

### **IV.5 Choix du matériau de la conduite**

Le choix d'un type de conduite doit être basé sur sa viabilité technique et financière. Cette possibilité technique est conditionnée par plusieurs facteurs, dont :

- Le diamètre ;
- La pression acceptée ;
- Les critères d'installation ;
- La nature du sol ;
- Le revêtement ;
- La résistance aux impacts chimiques (corrosion interne et externe et microbiologique)

D'un point de vue économique, cette faisabilité repose principalement sur :

- L'accessibilité ;
- La disponibilité ;
- Le coût unitaire.

On indique souvent les types de conduites suivants :

- Conduits métalliques (Acier, Fonte, Fonte ductile) ;
- Conduits en ciment (Béton, Béton armé, Béton précontraint) ;
- Conduits en matériaux plastiques (PVC, PEHD, PEBD).

Dans le cadre de notre projet, nous avons choisi d'utiliser des conduites en polyéthylène haute densité (PEHD), du fait des bénéfices qu'elles offrent :

- Longue durée de vie ;
- Facilité de pose ;
- Disponibilité sur le marché national ;
- Faible capacité de conduction thermique ;
- Coefficient de rugosité très négligeable ;
- Capacité à supporter des pressions (jusqu'à 20 bars) ;
- Résistance contre aux impacts chimiques (corrosion interne, externe et microbiologique).



**Figure IV.4 : tuyaux en PEHD.**

## **IV.6 Les équipements du système d'adduction**

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

- Les vannes de sectionnement
- Les robinets vannes à opercule
- Les vannes à papillon
- La vidange
- Les ventouses
- Les clapets anti-retours
- Crépine.

## **IV.7 Schéma d'adduction**

Le tracé de la conduite est fixé par des informations collectées lors d'un relevé topographique complet de la zone d'étude, et que l'option est sélectionnée en fonction d'un parcours imposé par la DRE qui est présenté ci-dessous. L'eau est transportée depuis la station d'entrée située au niveau des réservoirs Ouled Bouziane ( $2 \times 3600 \text{ m}^3$ ) sur une distance de 7372 m pour alimenter le réservoir prévu.

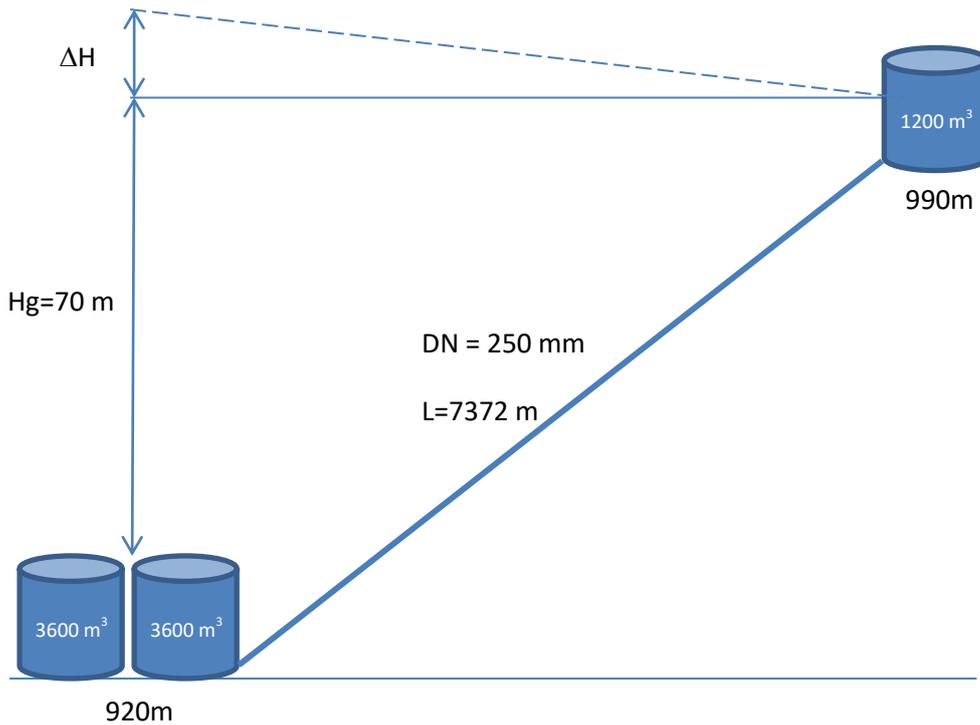


Figure IV.5 : Schéma explicatif d'adduction.

### IV.8 Calcul de la conduite d'adduction par refoulement

#### IV.8.1 Formules de calcul du diamètre économique

Dans le cas d'un écoulement par refoulement on introduit la notion du diamètre économique ce diamètre économique peut se calculer par plusieurs formules :

##### Formule de Bonin

$$D_{\text{économique}} = \sqrt{Q_{\text{max}}} \dots\dots\dots (IV.1)$$

##### Formule de Bresse

$$D_{\text{économique}} = 1.5\sqrt{Q_{\text{max}}} \dots\dots\dots (IV.2)$$

##### Formule de Vibert

$$D_{\text{économique}} = 1.456\left(\frac{n.e}{f}\right)^{0.154} Q_{\text{max}}^{0.46} \dots\dots\dots (IV.3)$$

**Avec :**

- n : durée de pompage ( $n = \frac{T}{24}$ )
- e : prix d'énergie (Kwh)
- f : prix d'un mètre linéaire de la conduite (DA/Kg)

**IV.8.2 Formule mathématique de calcul des frais**

**a. Les Frais d'exploitation**

Les frais d'exploitation de déterminent comme suite:

$$F_{exp} = e \times E \dots\dots\dots(IV.4)$$

**Avec:**

- e: prix d'un Kwh (Da/Kwh) fixé par la SONALGAZ,  $e = 1.84 \text{ Da/Kwh}$ .
- E: énergie consommée par la pompe (Kwh). Elle est exprimée par la formule suivante:

$$E = P \times T \times 365 \text{ (Kwh)} \dots\dots\dots(IV.5)$$

**Avec:**

- P: puissance de la pompe en Kwh.
- T: nombres d'heures de pompage par jour (T=24 heure).

La puissance de la pompe en Kwh est puissance nécessaire à l'entrainement mécanique de la pompe. Elle est exprimée par la relation suivante:

$$P = \frac{g \times Q \times HMT}{\eta} \text{ (kwh)} \dots\dots\dots(IV.6)$$

**Avec:**

- g: accélération de la pesanteur ( $m^3/s$ ).
- Q: débit à élevé en ( $m^3/s$ ).
- $\eta$ : Rendement de la pompe en (%), en prend  $\eta = 80\%$
- HMT : hauteur manométrique en (m).

HMT est la hauteur géométrique de refoulement augmenté des pertes de charges totales.

$$HMT = H_g + \Delta H_T \dots\dots\dots(IV.7)$$

$$\Delta H_T = J \times L$$

**Avec:**

$H_g$ : hauteur géométrique ( $H_g = 70 \text{ m}$ )

$\Delta H_T$ : Pertes de charges totales en (m) ;

$J$  : Les pertes de charge unitaire données par la formule de **Dupuit**

$$J = 0.001858 \times \frac{Q^2}{D^{5.46}} \dots\dots\dots(IV.8)$$

**b. Les frais d'amortissement**

Le prix de l'amortissement de la conduite Est déterminé par la formule suivante :

$$F_{amortissement} = Prix_{unitaire} \times L \times A \dots\dots\dots(IV.9)$$

**Avec :**

$Prix_{unitaire}$ : Prix unitaire de la conduite ( $Da/ml$ ).

$L$ : longueur de la conduite en (m).

$A$ : amortissement annuel de la conduite en (%) qui est donnée par:

$$A = \frac{T}{(1+T)^n - 1} + T \dots\dots\dots(IV.10)$$

**Avec:**

$T$ : taux d'annuité annuel égal à 8% adopté (en Algérie).

$n$ : nombres d'année d'amortissement de la conduite ( $n=30$ ans).

$$A = \frac{0.08}{(1+0.08)^{30} - 1} + 0.08 = 0.08882743339$$

**c. Bilan total (La somme des frais)**

Pour faire le bilan complément d'une adduction, le bilan c'est la somme des frais d'amortissement et d'exploitations.

$$Bilan = F_{amortissement} + F_{exploitation} \dots\dots\dots(IV.11)$$

## IV.8.3 Application numérique

## a. Calcul des diamètres économiques

Tableau IV.1 Calcul des diamètres économiques

La formule	Diamètre économique calculé (mm)	Diamètre économique normalisé (mm)
BONIN	231	250
BRESSE	347	350
VIBERT	227	250

## b. Calcul des frais d'amortissement

Tableau IV.2 Calcul des frais d'amortissement

$\varnothing_{eco}$ (mm)	Prix unitaire (DA)	Longueur (m)	Amortissement annuel (A)	Prix de la conduite (DA)	Frais d'amortissement (DA)
200	2654.99	7372	0.08882743339	19572586.28	1738582.60405673
250	4133.31	7372		30470761.32	2706639.52149489
315	6560.8	7372		48366217.60	4296246.97219025
400	10623.62	7372		78317326.64	6956727.11539747

## c. Calcul des frais d'exploitation

Tableau IV.3 Calcul des frais d'exploitation

$\varnothing_{eco}$ (mm)	Longueur (m)	J (m/m)	$\Delta H = J * L$ (m)	HMT (m)	Puissance (kwh)	Energie (kw annuel)	Frais d'exploitation (DA)
200	7372	0.035291027	260.1654533	330.1654533	217.98762175	1909571.56655984	3513611.68247010
250	7372	0.010436037	76.93446822	146.9344682	97.01164964	849822.05081426	1563672.57349824
315	7372	0.002954694	21.78200131	91.78200131	60.59792139	530837.79135216	976741.53608797
400	7372	0.000801753	5.910522174	75.91052217	50.11897528	439042.22346481	807837.69117524

## d. Bilan

Tableau IV.4 Bilan

$\varnothing_{eco}$ (mm)	Frais d'amortissement (DA)	Frais d'exploitation (DA)	Total des frais (DA)
200	1738582.60405673	3513611.68247010	5252194.28652683
<b>250</b>	2706639.52149489	1563672.57349824	<b>4270312.09499313</b>
315	4296246.97219025	976741.53608797	5272988.50827821
400	6956727.11539747	807837.69117524	7764564.80657272

En fonction des coûts finaux, le diamètre économique optimal, correspondant au coût minimal, est de 250 mm.

**Vérification de vitesse**

$$V = \frac{4 \times Q}{\pi \times D^2} = \frac{4 \times 0.053842}{\pi \times 0.25^2} \Rightarrow V = 1.097 \text{ m/s}$$

On remarque que le diamètre normalisé donne une bonne vitesse d'écoulement.

**IV.9 Etude de la pompe Choix de la pompe****IV.9.1 pompe hydraulique**

Une pompe hydraulique est une machine conçue pour convertir l'énergie mécanique de son moteur en énergie hydraulique, ce qui permet de transmettre de la puissance au liquide qui la traverse.

Cette énergie permet au liquide de se déplacer d'une zone à basse pression vers une zone à haute pression. En raison de leur aptitude à gérer d'importants débits à des hauteurs significatives, les pompes centrifuges sont celles qui sont le plus fréquemment employées.

Elles sont aussi reconnues pour leur légèreté, leur prix raisonnable et leur performance satisfaisante.

**IV.9.2 Classification des pompes**

Les pompes peuvent être classées en deux catégories principales :

**a) Pompes volumétriques.**

Une pompe volumétrique est constituée d'un corps fermé où se déplace un élément mobile ajusté avec précision. Ce mouvement permet de créer un vide pour l'aspiration, une pression pour le refoulement, ou les deux, afin de transférer un liquide (même pâteux) ou un gaz.

Les types de pompes volumétriques se répartissent en trois grandes catégories :

- Pompes rotatives
- Pompes alternatives
- Pompes doseuses (cas particulier)

**b) Turbopompe**

Dans ces pompes, une roue avec des aubes ou des ailettes en rotation fournit au fluide de l'énergie cinétique, dont une partie est convertie en pression grâce à un composant appelé récupérateur. Les turbopompes incluent plusieurs types :

- Pompes centrifuges
- Pompes à hélice
- Pompes hélico-centrifuges

### IV.9.3 Point fonctionnement de la pompe

Le point de fonctionnement d'une pompe (ou point de fonctionnement hydraulique) est un concept clé en hydraulique : il représente le point de rencontre entre la courbe de la pompe et la courbe du réseau (ou courbe de charge du système).

Le point de fonctionnement d'une pompe est le débit ( $Q$ ) et la hauteur manométrique (HMT) à laquelle la pompe fonctionne réellement dans un système donné. C'est là où la courbe caractéristique de la pompe croise la courbe des pertes de charge du circuit.

- Courbe de la pompe : elle montre la relation entre le débit ( $Q$ ) et la hauteur manométrique ( $H$ ) fournie par la pompe. Généralement décroissante : plus le débit augmente, plus la  $H$  diminue.
- Courbe du réseau : elle représente les besoins du système (p. ex. les pertes de charge), généralement croissante avec le débit.

Le point d'intersection des deux courbes donne le point de fonctionnement.

Le point de fonctionnement de la pompe permet de vérifier que la pompe travaille dans ses conditions optimales (bon rendement, pas de surconsommation d'énergie, pas de cavitation).

### IV.9.4 Emplacement de la pompe

Dans notre étude, Il a été calculé que la pompe doit être installée à une hauteur de 5 mètres au-dessus du niveau d'eau du réservoir. Cette disposition permet une installation simple et accessible, tout en restant techniquement appropriée pour l'aspiration.

La longueur de la conduite d'aspiration est estimée à 6 mètres, incluant la hauteur verticale entre le réservoir et la pompe ainsi qu'un léger développement horizontal.

### IV.9.5 Choix de la pompe

À ce stade, il s'agit de choisir et d'étudier la pompe la plus appropriée pour refouler un débit de  $Q = 53,842$  l/s à une hauteur manométrique totale  $HMT = 146,934$  m, depuis la station de pompage jusqu'au réservoir de stockage.

Selon les données techniques du projet, le choix de la pompe optimale a été effectué à l'aide du catalogue des pompes centrifuges à axe horizontal de la marque Grundfos-NB-NK. Après analyse des courbes caractéristiques, la pompe de type NB.NK 80-315 a été retenue.

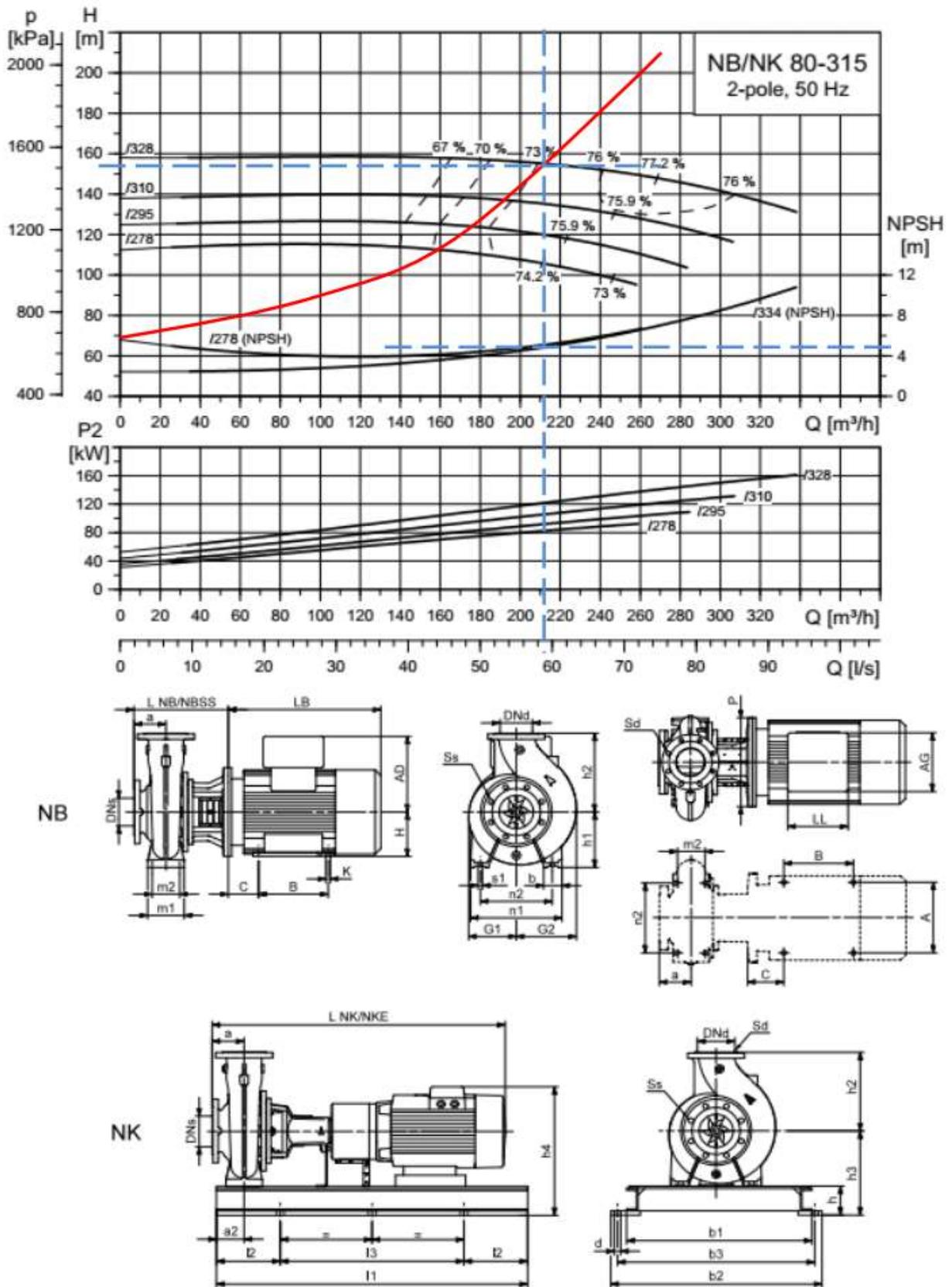
Le moteur associé est un modèle à 2 pôles, alimenté sous une fréquence de 50 Hz, capable d'assurer le refoulement du débit requis à la hauteur demandée avec un bon rendement.

Le tableau ci-dessous présente la variation des hauteurs (pompe et conduite) en fonction du débit.

**Tableau IV.5:** Variation des hauteurs en fonction du débit

$Q$ (l/s)	$H_g$ (m)	$\Delta H = J * L$ (m)	HMT (m)
0	70	0	70
30	70	23.893664	93.89
40	70	42.4776248	112.48
50	70	66.3712888	136.37
60	70	95.5746558	165.57
70	70	130.087726	200.09

**NB, NK 80-315**



**Figure IV.7 : Point de fonctionnement de la pompe**

D'après le graphique, le point de fonctionnement de la pompe correspond au débit de  $Q = 59$  l/s ainsi qu'à la hauteur manométrique totale requise de 155 mètres (HMT= 155 m).

La puissance absorbée par la pompe est de 120 Kwh.

La puissance de l'armoire de commande, qui inclut une majoration de 10 %, est donc de :  $P_a = 120 \times 1,1 = 132$  kWh.

Le rendement obtenu est alors de 73 % ( $\eta = 73$  %).

## IV.10 Cavitation

### IV.10.1 Phénomène de la cavitation

La cavitation est un phénomène physique complexe qui se manifeste lorsque la pression absolue d'un liquide devient inférieure à sa pression de vapeur.

Cela entraîne la formation de bulles d'air, lesquelles implosent en atteignant des zones à plus haute pression, provoquant des perturbations notables telles que des bruits, des vibrations, et une baisse des performances hydrauliques, notamment en termes de rendement et de hauteur de refoulement.

En outre, la cavitation peut causer une érosion significative des composants internes de la pompe. Pour éviter ce phénomène, il est essentiel de maintenir une pression suffisante à l'aspiration. Cela implique que la charge nette positive à l'aspiration disponible ( $NPSH_d$ ) soit supérieure à la charge nette positive requise ( $NPSH_r$ ) par la pompe.

### IV.10.2 Charge Nette Positive à l'Aspiration (NPSH)

La NPSH requise ( $NPSH_r$ ) est la hauteur minimale du liquide, supposée à sa température d'ébullition, nécessaire au-dessus de l'aspiration pour empêcher la cavitation. Elle dépend de plusieurs facteurs

- Le type de pompe.
- Le point de fonctionnement.

Les fabricants fournissent la  $NPSH_r$  sous forme d'une courbe indiquant la NPSH requise (en mètres de liquide) en fonction du débit.

La NPSH disponible ( $NPSH_d$ ) est une mesure quantifiant la hauteur manométrique d'aspiration disponible pour éviter la vaporisation au point de pression le plus bas dans la pompe.

Assurer que  $NPSH_d$  dépasse  $NPSH_r$  est crucial pour prévenir la cavitation et garantir le bon fonctionnement et la longévité des systèmes de pompage. La condition de non cavitation soit

$$(NPSH)_d > (NPSH)_r \dots\dots\dots(IV.12)$$

- Pour l'alimentation en charge

$$(NPSH)_d = P_0 + Ha - (Ja + Tv) \dots\dots\dots (IV.13)$$

- Pour l'alimentation en dépression

$$(NPSH)_r = P_0 - Ha - (Ja + Tv) \dots\dots\dots (IV.14)$$

Avec:

$Ha$ : Hauteur d'aspiration en (m).

$Ja$  : Perte de charge à l'aspiration en (m).

$P_0$ : Pression en mètre colonne d'eau au point d'aspiration en (m).

$Tv$  : La pression de vapeur maximale que l'air peut supporter à une température donnée.

$$P_0 = 10.33 - (0.0016 \times Ca) \dots\dots\dots (IV.15)$$

**Avec :**

10.33 : la pression atmosphérique au niveau de la mer

0.0016 : coefficient empirique qui traduit la perte de pression atmosphérique par mètre d'altitude.

$Ca$  : la cote d'aspiration (m).

$$Ha = NPSH_r + 0.5 - \frac{P_{atm}}{\varpi} - Tv + \frac{V_{asp}^2}{2g} + Ja \dots\dots\dots (IV.16)$$

$$Ha = 5 + 0.5 - \frac{101325}{1000 \cdot 9.81} - 0.24 + \frac{1.097^2}{2 \cdot 9.81} + 0.012 = -4.98 \approx -5 \text{ m}$$

La pompe doit être installée à une profondeur maximale de **5 m**

**IV.10.3 Calcul de la cavitation**

La cote de la station de pompage est de 920 m

La température est considérer égale à 20 °C donc  $T_v = 0.24$

**Tableau IV.6** tension de vapeur d'eau pompée en fonction de la température.

T	0	4	10	20	30	40	50	60	70	80	100
<b>T<sub>v</sub> (m)</b>	0.06	0.083	0.125	0.24	0.43	0.75	1.26	2.03	4.1	4.8	10.3

**Tableau IV.7** les calculs de cavitation

$P_0$	Ha (m)	Ja (m)	$T_v$
8.86	5	0.024	0.24

**Après calcul :**

$$NPSH_d = 13.61$$

La valeur de  $NPSH_r$  a été obtenue à partir du catalogue technique de la pompe sélectionnée = 5 (Figure IV.7).

**Alors:**

$$(NPSH)_d = 13.61 > (NPSH)_r = 5$$

Donc la non cavitation est bien vérifiée.

**N.B :** Notre pompe doit être installée à une hauteur d'aspiration qui ne dépasse pas 5.8 m pour éviter le phénomène de cavitation.

## **IV.11 Le coup de bélier**

### **IV.11.1 Définition du coup de bélier**

Le coup de bélier est un phénomène hydraulique qui se manifeste par une brusque variation de la vitesse d'écoulement d'un fluide dans une conduite fermée. Ce changement soudain provoque une onde de pression qui se propage rapidement à travers le système. Cette surpression peut engendrer des contraintes importantes sur les parois de la conduite.

### **IV.11.2 Causes du coup de bélier**

Les coups de bélier sont généralement causés par des variations rapides dans les conditions de fonctionnement du réseau hydraulique. Parmi les causes les plus fréquentes, on trouve la fermeture rapide d'une vanne, l'arrêt brusque d'une pompe ou un changement soudain de débit. Ces événements provoquent une rupture d'équilibre dans le fluide en mouvement, entraînant ainsi une onde de choc (FRELIN, 2016).

### **IV.11.3 Conséquences du coup de bélier**

Les effets du coup de bélier peuvent être très destructeurs pour les installations hydrauliques. Ils peuvent provoquer des surpressions pouvant dépasser les limites de conception, ce qui mène à des fissures, des ruptures de conduites, ou encore des dommages aux équipements tels que les pompes ou les vannes. De plus, ils génèrent des bruits, des vibrations, et une instabilité générale du réseau (FRELIN.M, 2016).

### **IV.11.4 les ouvrages de protection contre le coup de bélier**

Les appareils anti-bélier les plus utilisés sont les suivants:

- Les volants d'inertie, pour la limitation des dépressions.
- Les soupapes de décharge, pour la limitation des surpressions,
- Les réservoirs d'air et les cheminées d'équilibre, pour la limitation, à la fois, des surpressions et des dépressions.

#### **a. Les volants d'inertie**

Un disque de forte inertie, dont le poids est principalement situé près du bord. Positionné sur l'arbre de la motopompe, le volant emmagasine de l'énergie durant le fonctionnement normal et la libère lors de

l'arrêt du moteur. Cela permet donc de prolonger la durée d'arrêt de la pompe, réduisant ainsi la force du coup de bélier dans le tuyau de refoulement (HAMZA, 2019).

#### b. les soupapes de décharge

Il s'agit d'un ressort à boudin qui, dans des conditions d'utilisation normales. Par son action de compression, elle bouche une ouverture située sur le tube à protéger. En cas de surpression, il se déclenche presque instantanément pour relâcher le flux de retour dans la tuyauterie, ce qui permet de contenir l'intensité de cette surpression. Cette valve ne s'active que si la pression dans le tuyau excède de 5% la pression maximale d'exploitation normale. (HAMZA, 2019).

#### d. les réservoirs d'air

C'est un réservoir installé sur la tuyauterie, renfermant de l'eau et de l'air sous pression. Sous des conditions normales de fonctionnement, la pression de l'air s'équilibre avec celle dans le conduit. Ce réservoir, en cas de coup de bélier, va fournir de l'eau à la conduite pendant la phase de dépression (due à l'expansion du volume d'air) et récupérer l'eau depuis la conduite lors de la phase de surpression (en raison de la compression du volume d'air). De ce fait, il contribue à réduire à la fois la dépression et la surpression (ROUISSAT. 2019).

### IV.11.5 Calcul de la célérité d'ondes

La célérité est la vitesse de propagation des ondes .Elle est donnée par la formule suivante :

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + K \frac{D}{e}}} \quad \left( \frac{m}{s} \right) \dots\dots\dots (IV.17)$$

Où :

D : diamètre intérieur de la conduite en (m).

e : épaisseur de la conduite en (m).

K : coefficient dépendant du matériau constituant la canalisation ;

Pour les conduites en PEhd (K=83).

**IV.11.6 Calcul de valeur maximale du coup de bélier**

Le coup de bélier peut atteindre la valeur maximale.

$$\Delta P = a \times \frac{V_0}{g} \dots\dots\dots (IV.18)$$

Où :

$\Delta P$ : la valeur maximale du coup du bélier

$V_0$ : vitesse d'écoulement (m/s)

$g$  : accélération du pesanteur ( $m/s^2$ )

**IV.11.7 Pression maximale et minimale du retour d'onde**

En cas de l'arrêt brusque de la pompe, on calcul la valeur de la pression maximale et minimale du retour d'onde dans les conduites de refoulement par la formule :

- Cas de la surpression :  $H_{max} = H_g + \Delta P \dots\dots\dots(IV.19)$

- Cas de la dépression :  $H_{min} = H_g - \Delta P \dots\dots\dots(IV.20)$

Les conduites en PEHD ne peuvent résister à une pression maximale plus de 16 bars.

Les résultats de calcul du coup de bélier, sont représentés au tableau ci-dessous :

Désignation	D (mm)	L (m)	e (mm)	K	a (m/s)	$V_0$ (m/s)	Hg (m)	$\Delta P$ (m)	$H_{max}$ (m)	$H_{min}$ (m)
Conduite de refoulement	250	7372	22.7	83	319.12	1.097	70	35.69	105.69	34.31

Puisque la dépression est inférieure à la surpression, les résultats ne présentent aucun risque pour le système, et ne justifient pas la mise en place d'installations de protection contre le coup de bélier.

**IV.11 Conclusion**

À travers cette étude, il apparaît que le choix du diamètre de la conduite influence directement les performances hydrauliques ainsi que les coûts d'exploitation du système. En effet, un diamètre plus élevé réduit les pertes de charge et donc la consommation d'énergie, ce qui contribue à la diminution des frais d'amortissement liés aux pompes et aux équipements.

Un bon dimensionnement permet ainsi de garantir une efficacité technique et économique durable du système d'adduction.

# Chapitre V

---

## **DIMENSIONNEMENT DU RESEAU DE DISTRIBUTION**

### **V.1. INTRODUCTION**

L'eau stockée dans le réservoir doit être transportée par un réseau de tuyauteries, sur lequel des raccordements sont réalisées pour répondre aux besoins des consommateurs. Cependant, une analyse préliminaire est nécessaire pour déterminer un diamètre approprié aux conduites, assure ainsi un débit maximal et une pression de fonctionnement exacte pour tous les types d'exigences, qu'elles soient domestiques, industrielles, etc.

Un réseau de distribution idéale doit répondre aux conditions suivantes :

- Les canalisations devront présenter un diamètre suffisant, de façon à assurer le débit maximal, avec une pression au sol compatible avec la hauteur des immeubles.
- La vitesse de l'eau dans les conduites doit être de l'ordre 0.5m/s à 1.50 m/s.

## V.2 Différent type de réseau

Le schéma du réseau de distribution peut varier en fonction de la dimension de l'agglomération. On peut classer les différents types de réseaux de distribution comme suit:

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

### V.2.1. Réseau ramifié

Le réseau maillé, Dans lequel les conduites ne comprennent aucune alimentation en retour, présente l'avantage d'être économique, toutefois il manque de sécurité et de souplesse en cas de rupture : un accident sur la conduite les abonnés d'aval seront privés d'eau (TARFAYA, 2012).

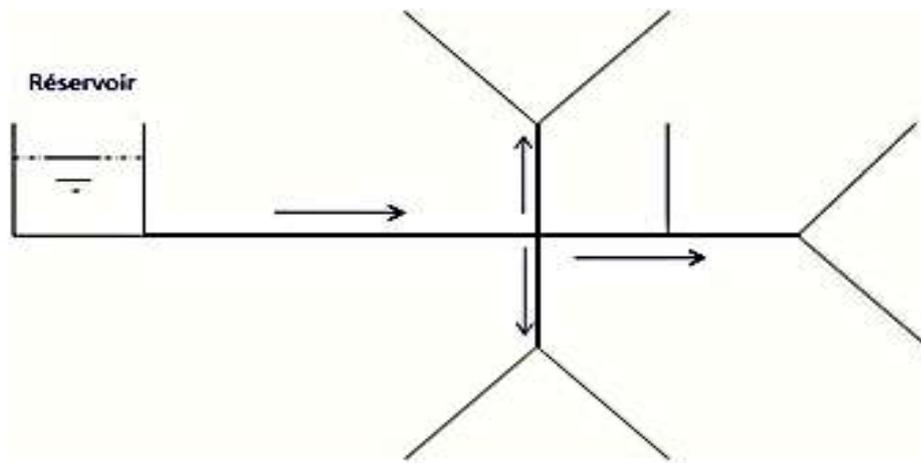


Figure V.1. Réseau ramifié.

### V.2.2. Réseau maillé

Dans le contexte de l'AEP, un réseau maillé est un système de distribution d'eau qui utilise une configuration en forme de maillage interconnecté pour acheminer l'eau vers différents points de consommation. Dans un réseau maillé, chaque tronçon de conduite est relié à plusieurs autres conduites formant ainsi une structure en maille ou en grille, cela signifie qu'il existe plusieurs chemins possibles pour l'acheminement de l'eau ce qui permet une redondance et une flexibilité accrues dans la distribution (ACHOUI, 2023).

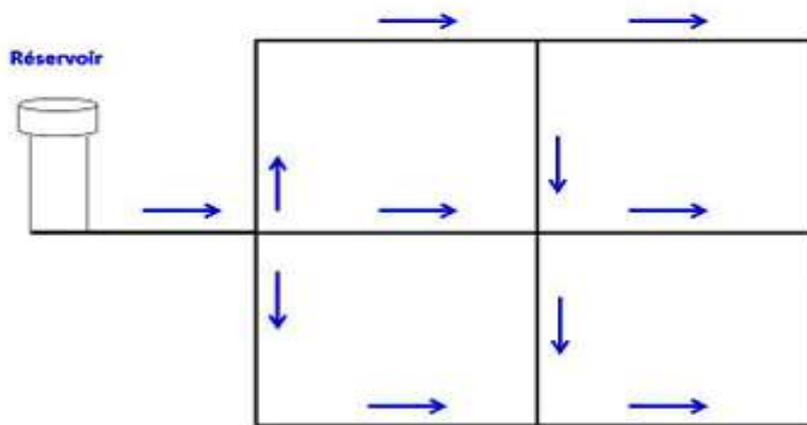


Figure. V.2 : Réseaux maillés

### V.2.3. Réseau mixte

Est un réseau maillé comportant, en cas de besoin, quelques ramifications permettant d'alimenter quelques zones isolées de la ville (zones industrielles ou zones rurales),

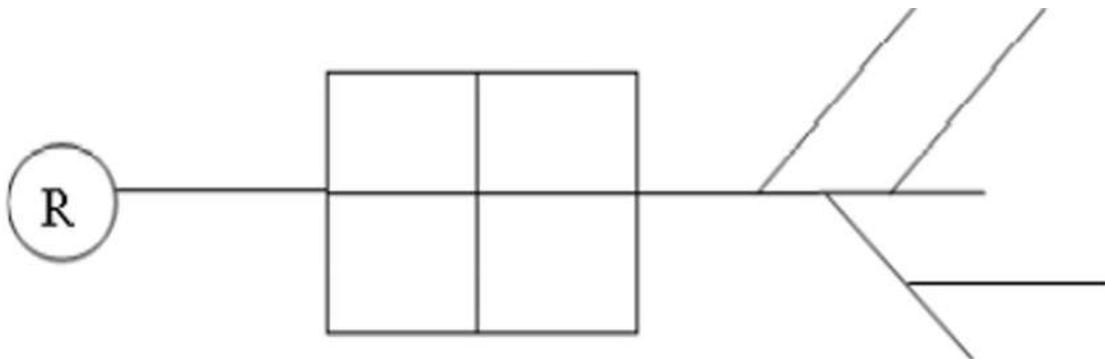


Figure. V.3 : Réseaux mixte.

### V.2.4. Réseaux étagés

Un réseau combiné ou étagé est constitué d'une partie ramifiée et d'une autre maillée. Conseillé pour les agglomérations comportant des variations de niveaux importantes, il évite les problèmes majeurs associés aux fortes pressions afin d'assurer une pression de service acceptable ; en revanche, l'entretien des dispositifs de coupure est courant (HIBER, 2023).

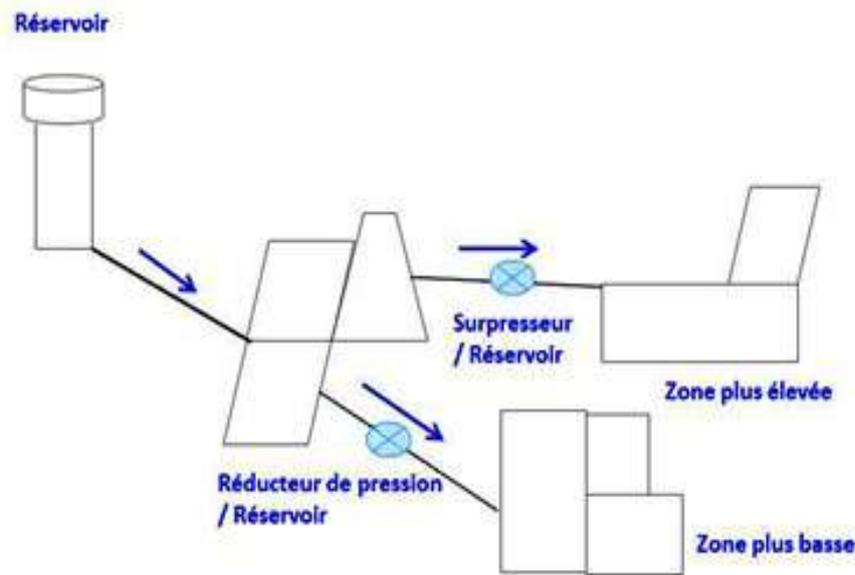


Figure. V.4 : Réseaux étagés

### V.3. Choix du tracé

Pour établir le tracé final, il est essentiel de sélectionner en considération les éléments suivants:

- Minimiser le nombre de passages sensibles (routes, ravins, etc.) ;
- Éviter les pentes trop abruptes ;
- Écarter les zones rocheuses : il faut creuser une tranchée ;
- Favoriser les zones accessibles, à proximité des voies existantes (routes, etc.) ;
- Considérer les problèmes de propriété terrain et d'autorisation.

### V.4. Choix de type de matériaux

Pour cette étude, nous avons choisi pour l'utilisation de conduits en PEHD. Il faut considérer les éléments suivants :

- Le diamètre du conduit.
- La pression fonctionnelle que le matériau est supposé supporter.
- Les situations dans lesquelles la conduite sera mise en place.
- Le coût et la durabilité du matériau.
- L'accessibilité du diamètre sur le marché.

## V.5. Paramètres du réseau

- Débit.
- Choix de diamètre.
- Pression.

## V.6. Calcul hydraulique du réseau de distribution

### V.6.1. Détermination des débits du réseau

La détermination des débits dans un réseau maillés effectue comme suit :

- Nous déterminons la côte terrain naturel de chaque maille du réseau ;
- Nous mesurons le débit spécifique durant l'heure de pointe ;
- Nous calculons les débits en route en prenant en considération le débit spécifique pendant les heures examinées (l'heure de pointe) ;
- Nous déterminons les débits supposés concentrés aux points majeurs.

### V.6.2. Débit de pointe

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

$$Q_p = 6781.704 m^3/j \Rightarrow Q_p = 78.492 l/s$$

### V.6.3. Débit spécifique

Il s'agit du débit constant, qui est déterminé comme le volume d'eau consommé par un mètre de canalisation en une seconde. On peut l'exprimer de la méthode suivante :

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

Avec :

$Q_{sp}$  : Débit spécifique en (l/s.ml) ;

$Q_p$  : Débit de pointe en (l/s) de la zone ;

$\sum Li$  : Somme des longueurs des tronçons du réseau en mètre ou il y a distribution

**V.6.4. Débit en route**

Il est défini comme le débit uniformément distribué sur une section du réseau, et est défini par l'équation suivante :

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

Avec :

$Q_r$ : Débit en route de tronçon (l/s).

$Q_{sp}$  : Débit spécifique (l/s/m).

$L_i$ : Longueur du tronçon en (m).

**V.6.5. Débits aux nœuds**

Les débits nodaux représentent des débits situés à chaque nœud qui alimente la population réparties sur la moitié de la section de tuyau distribué par les nœuds concernés. Ils sont déterminés en fonction à l'équation ci-dessous :

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

Avec :

$Q_{Ni}$  : Débit nodal de nœuds concerné (l/s) ;

$Q_{ri}$  : Somme des débits en route des tronçons qui entourent le nœud (i) (l/s) ;

$Q_{conc}$ : Débit concentré au nœud (i) en (l/s).

**V.7. Détermination du débit spécifique**

Défini comme étant le rapport entre le débit de pointe et la somme des longueurs des tronçons du réseau, on suppose que les besoins domestiques sont uniformément répartis sur toute la longueur du réseau :

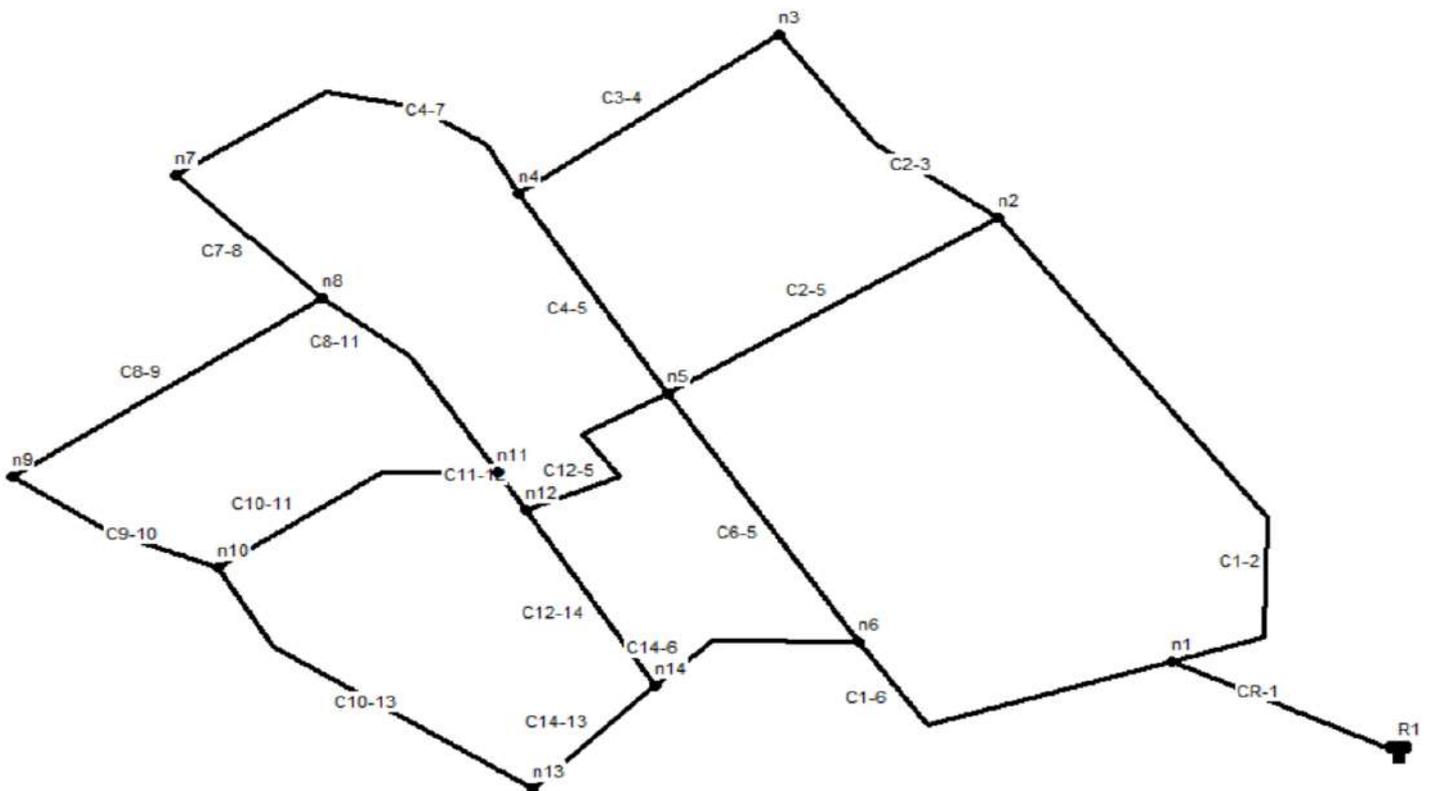
$$Q_{sp} = \frac{Q_p}{\sum L_i} \dots\dots\dots(V.4)$$

**Tableau V.1 : Détermination de débit spécifique**

$Q_p$	$\sum_{i=1}^{n=25} Li$	$Q_{sp}$
(l/s)	(m)	(l/s/m)
78.492	6671	0.01177

**V.8.Calcul des débits en route et les débits aux nœuds de POS03**

Le réseau de distribution du notre zone d'étude prend une ossature maillée, il se compose de 06 mailles et de 19 tronçons, il contient 14 nœuds de distribution. Le premier nœud est le plus élevé 908 m (figure V.3).



**Figure V.5.** Schéma du réseau de distribution de la nouvelle ville POS 3

### V.8.1. Calcul des débits en route

Le débit en cours de route est déterminé comme le débit uniformément distribué sur une section du réseau. On peut l'exprimer à l'aide de la formule (V.2). Les résultats de calcul des débits en route sont résumés dans le tableau V.2.

### V.8.2 Détermination des débits en Nœuds

C'est le débit concentré en chaque point de jonction des conduites du réseau, il est déterminé par l'équation V.3. Les résultats de calcul des débits saturé en chaque nœud sont résumés dans le tableau V.3.

**Tableau V.2 : Calcul des débits en route**

Nombre de tronçon	Langueur (m)	$Q_{sp}$ (l/s/m)	$Q_r$ (l/s)
1-2	769	0.01177	9.04817
1-6	423	0.01177	4.97708
2-3	352	0.01177	4.14169
2-5	440	0.01177	5.17711
4-5	315	0.01177	3.70634
3-5	363	0.01177	4.27111
4-7	477	0.01177	5.61245
5-6	395	0.01177	4.64763
5-12	297	0.01177	3.49455
6-14	255	0.01177	3.00037
7-8	232	0.01177	2.72975
8-9	424	0.01177	4.98885
8-11	310	0.01177	3.64751
9-10	263	0.01177	3.09450
10-11	355	0.01177	4.17698
10-13	473	0.01177	5.56539
11-12	59	0.01177	0.69420
12-14	275	0.01177	3.23569
13-14	194	0.01177	2.28263

Tableau V.3 : Calcul des débits en Nœud

N° de Neoud	Tronçon	Longueur	Débit spécifique	Débit en route	$\sum Q_r$	Débit noeudal																																																																																																																																																
1	1—2	769	0.01177	9.04817	14.03	7.01																																																																																																																																																
	1—6	423		4.97708			2	2—1	769	9.04817	18.37	9.18	2—5	440	5.17711	2—3	352	4.14169	3	3—2	352	4.14169	8.41	4.21	3—4	363	4.27111	4	4—3	363	4.27111	13.59	6.79	4—5	315	3.70634	4—7	477	5.61245	5	5—4	315	3.70634	17.03	8.51	5—2	440	5.17711	5—12	297	3.49455	5—6	395	4.64763	6	6—5	395	4.64763	12.63	6.31	6—14	255	3.00037	6—1	423	4.97708	7	7—4	477	5.61245	8.34	4.17	7—8	232	2.72975	8	8—7	232	2.72975	11.37	5.68	8—9	424	4.98885	8—11	310	3.64751	9	9—8	424	4.98885	8.08	4.04	9—10	263	3.09450	10	10—9	263	3.09450	12.84	6.42	10—11	355	4.17698	10—13	473	5.56539	11	11—10	355	4.17698	8.52	4.26	11—8	310	3.64751	11—12	59	0.69420	12	12—11	59	0.69420	7.42	3.71	12—5	297	3.49455	12—14	275	3.23569	13	13—10	473	5.56539	7.85	3.92	13—14	194	2.28263	14	14—2	275	3.23569	8.52	4.26	14—13	194	2.28263
2	2—1	769		9.04817	18.37	9.18																																																																																																																																																
	2—5	440		5.17711																																																																																																																																																		
	2—3	352		4.14169																																																																																																																																																		
3	3—2	352		4.14169	8.41	4.21																																																																																																																																																
	3—4	363		4.27111																																																																																																																																																		
4	4—3	363		4.27111	13.59	6.79																																																																																																																																																
	4—5	315		3.70634																																																																																																																																																		
	4—7	477		5.61245																																																																																																																																																		
5	5—4	315		3.70634	17.03	8.51																																																																																																																																																
	5—2	440		5.17711																																																																																																																																																		
	5—12	297		3.49455																																																																																																																																																		
	5—6	395		4.64763																																																																																																																																																		
6	6—5	395		4.64763	12.63	6.31																																																																																																																																																
	6—14	255		3.00037																																																																																																																																																		
	6—1	423		4.97708																																																																																																																																																		
7	7—4	477		5.61245	8.34	4.17																																																																																																																																																
	7—8	232		2.72975																																																																																																																																																		
8	8—7	232		2.72975	11.37	5.68																																																																																																																																																
	8—9	424		4.98885																																																																																																																																																		
	8—11	310		3.64751																																																																																																																																																		
9	9—8	424		4.98885	8.08	4.04																																																																																																																																																
	9—10	263		3.09450																																																																																																																																																		
10	10—9	263		3.09450	12.84	6.42																																																																																																																																																
	10—11	355		4.17698																																																																																																																																																		
	10—13	473		5.56539																																																																																																																																																		
11	11—10	355		4.17698	8.52	4.26																																																																																																																																																
	11—8	310	3.64751																																																																																																																																																			
	11—12	59	0.69420																																																																																																																																																			
12	12—11	59	0.69420	7.42	3.71																																																																																																																																																	
	12—5	297	3.49455																																																																																																																																																			
	12—14	275	3.23569																																																																																																																																																			
13	13—10	473	5.56539	7.85	3.92																																																																																																																																																	
	13—14	194	2.28263																																																																																																																																																			
14	14—2	275	3.23569	8.52	4.26																																																																																																																																																	
	14—13	194	2.28263																																																																																																																																																			
	14—6	255	3.00037																																																																																																																																																			

## V.9. Répartition arbitraire des débits

En référence à la loi de conservation de masse, nous proposons une distribution irrégulière des débits le long des conduits. La figure et le tableau ci-dessous représentent la répartition arbitraire des débits.

**Tableaux V.4.** Répartition arbitraire des débits

Tronçons	$Q_p$ (l/s)	Diamètre (mm)	La vitesse (m/s)
<b>R-1</b>	78.492	400	0.62
<b>1-2</b>	26.89	200	0.86
<b>1-6</b>	44.57	200	1.42
<b>2-3</b>	6.11	110	0.64
<b>2-5</b>	11.61	125	0.95
<b>3-4</b>	1.90	63	0.61
<b>4-5</b>	12.98	160	0.65
<b>4-7</b>	8.08	125	0.66
<b>5-12</b>	8.99	110	0.95
<b>5-6</b>	18.86	160	0.94
<b>6-14</b>	19.39	160	0.96
<b>7-8</b>	3.91	75	0.89
<b>8-11</b>	3.34	75	0.76
<b>8-9</b>	1.57	63	0.50
<b>9-10</b>	2.47	63	0.79
<b>10-13</b>	4.92	90	0.77
<b>10-11</b>	3.97	90	0.62
<b>11-12</b>	11.57	160	0.58
<b>12-14</b>	6.29	90	0.99
<b>13-14</b>	8.84	110	0.93

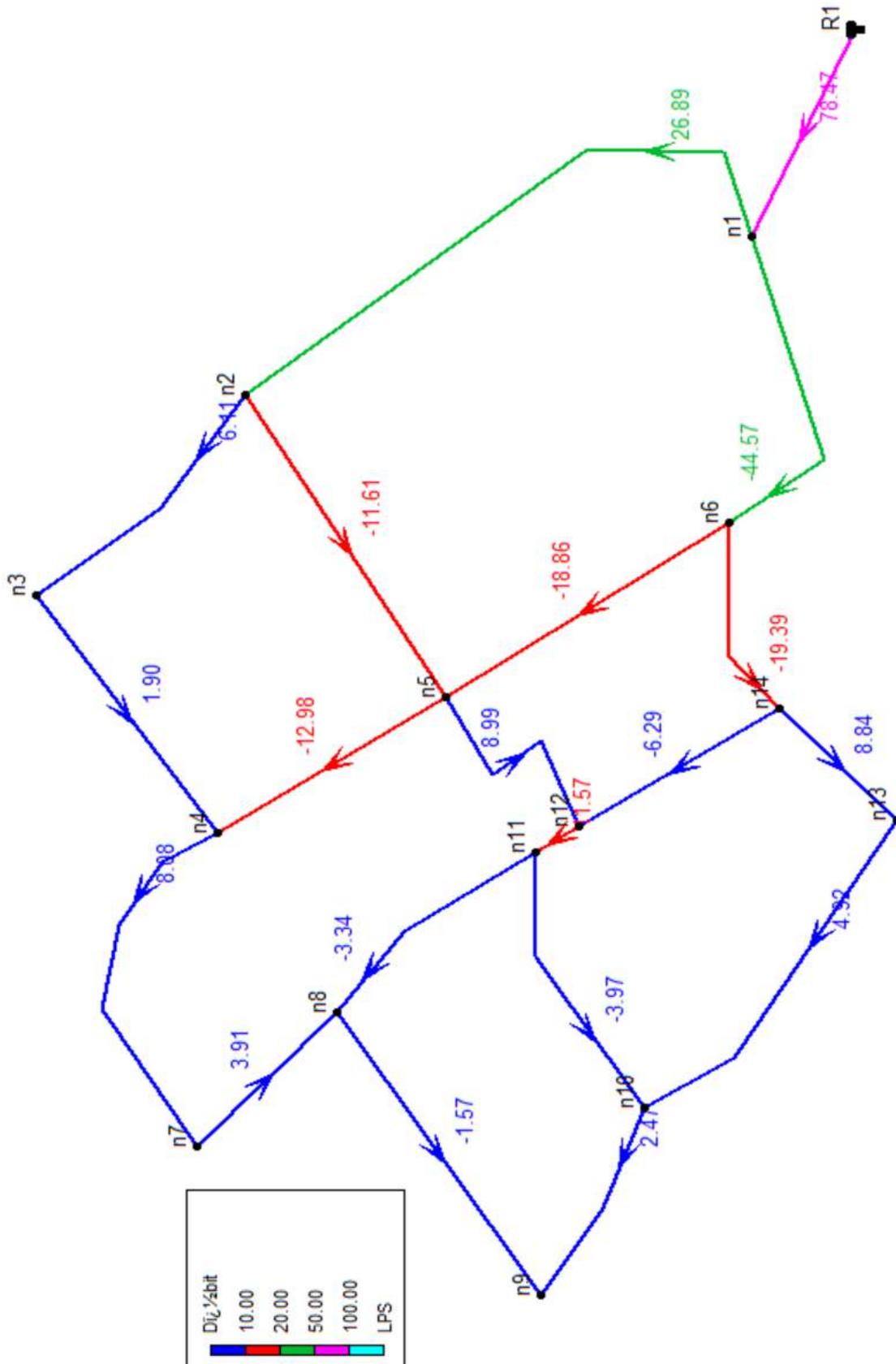


Figure V.6 : Répartition initial des débits

## **V.10. Calcul du réseau par logiciel EPANET**

### **V.10.1. Présentation du logiciel**

Epanet est un logiciel qui permet de simuler le comportement hydraulique et qualitatif de l'eau dans les réseaux sous pression sur de longues périodes. Un réseau se compose de tuyaux, de nœuds (points de jonction entre les tuyaux), de pompes, de vannes, de réservoirs et de bâches. Epanet effectue des calculs pour déterminer le débit et la vitesse dans chaque tuyau, la pression à chaque nœud, le niveau d'eau dans les réservoirs et la concentration de substances chimiques dans différentes parties du réseau (Manuel d'utilisation du logiciel Epanet).

### **V.10.2. Utilisation du logiciel EPANET**

Les étapes typiques pour utiliser Epanet afin de modéliser un système de distribution d'eau sont les suivantes : (Manuel D'utilisation Du Logiciel Epanet).

- Créer un schéma du réseau représentant le système de distribution ou importer une description de base du réseau depuis un fichier au format texte métafichier.
- Entrer les propriétés des différents éléments du réseau.
- Définir le fonctionnement du système.
- Sélectionner un ensemble d'options de simulation.
- Lancer une simulation hydraulique ou une analyse de la qualité.
- Visualiser les résultats obtenus à partir de la simulation.

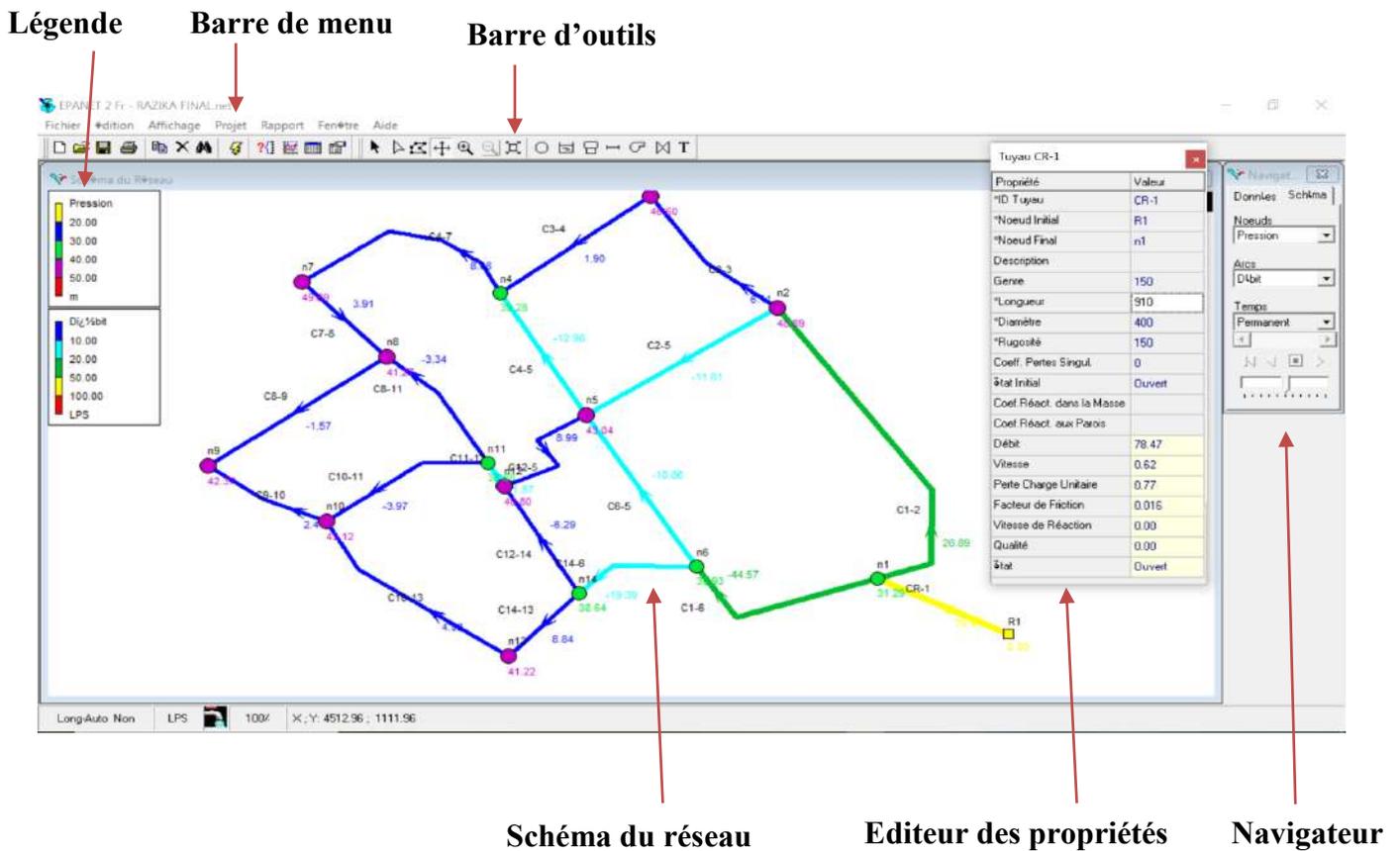


Figure V.7. : Exemple du réseau simulé avec EPANET

### V.10.3. Modélisation du réseau

L'utilisation du logiciel EPANET permet de simuler le réseau de distribution d'eau comme un ensemble d'arcs et de nœuds. Les arcs représentent des conduites, des pompes et des valves de régulation. Les nœuds représentent des points de demande, des réservoirs et des bâches, donc ils doivent respecter les étapes suivantes :

- Ramener le tracé qu'on a réalisé avec AUTOCAD sur un fichier compatible avec l'EPANET ;
- Choisir et définir l'unité de calcul puis d'introduire quelques données de base ;
- La modélisation consiste à en introduire les différentes données du réseau.

### V.10.4. La simulation du réseau avec EPANET

Une fois les données du réseau saisies, on peut procéder au démarrage de la simulation. Le programme EPANET étudie le fonctionnement du réseau dans les conditions nécessaires et établit différentes mesures hydrauliques (vitesse, débit, pression, charge).

## V.11 Résultats de la simulation du réseau de la nouvelle ville POS 3 avec EPANET

Une fois que les débits et les altitudes de chaque noeud ainsi que la longueur et les diamètres de chaque conduite, nous procédons à la simulation du réseau.

### V.11.1 Les vitesses

Les vitesses admises doivent être entre 0.5 et 2 m/s. On parle de vitesse idéale lorsque la vitesse est entre 0,5 et 1.5m/s. Après simulation, sur 20 tronçons nous avons une vitesse minimale de **0.50** m/s et maximale de **1.42** m/s.

### V.11.2. Les pressions

En ce qui concerne la pression H elle doit être supérieure ou égale à :

$$H = 10 + 4 \times n$$

$$H = 10 + 4 \times 5 = 30\text{m}$$

**Avec :**

n : le nombre d'étage, dans notre cas nous avons R+4

On aura ainsi comme pression de référence H=30m.

En faisant la comparaison on constate que tous les nœuds possèdent une pression nettement supérieure à 30 m. Avec une pression minimale de 38.64 m et une maximale de 49.69 m, nous avons :

**Tableaux V.5 : Résultats du réseau.**

<b>Tuyaux</b>	<b>Longueur (m)</b>	<b>Diamètre (mm)</b>	<b>Débit (l/s)</b>	<b>Vitesse (m/s)</b>	<b>Perte de charge (m/km)</b>
Tuyau 1	910	400	78.492	0.62	0.77
Tuyau 2	769	200	26.89	0.86	3.12
Tuyau 3	423	200	44.57	1.42	7.95
Tuyau 4	352	110	6.11	0.64	3.69
Tuyau 5	440	125	11.61	0.95	6.50
Tuyau 6	315	63	1.90	0.61	2.40
Tuyau 7	363	160	12.98	0.65	6.38
Tuyau 8	477	125	8.08	0.66	3.32
Tuyau 9	395	110	8.99	0.95	4.80
Tuyau 10	297	160	18.86	0.94	7.54
Tuyau 11	255	160	19.39	0.96	5.05
Tuyau 12	232	75	3.91	0.89	10.44
Tuyau 13	424	75	3.34	0.76	4.49
Tuyau 14	310	63	1.57	0.50	7.44
Tuyau 15	263	63	2.47	0.79	10.43
Tuyau 16	355	90	4.92	0.77	4.41
Tuyau 17	473	90	3.97	0.62	7.57
Tuyau 18	59	160	11.57	0.58	1.94
Tuyau 19	275	90	6.29	0.99	10.35
Tuyau 20	194	110	8.84	0.93	7.32

TableauV.6. : Résultats des nœuds

<b>Nœuds</b>	<b>Altitude</b>	<b>Débit (l/s)</b>	<b>Charge (m)</b>	<b>Pression (m)</b>
<b>Réservoir R</b>	990	78.492	992	2
<b>Noeud 1</b>	960	7.01	991.29	31.29
<b>Noeud 2</b>	940	9.18	988.89	48.89
<b>Noeud 3</b>	941	4.21	987.60	46.60
<b>Noeud 4</b>	946	6.79	985.28	39.28
<b>Noeud 5</b>	943	8.51	986.04	43.04
<b>Noeud 6</b>	957	6.31	987.93	30.93
<b>Noeud 7</b>	934	4.17	983.69	49.69
<b>Noeud 8</b>	940	5.68	981.27	41.27
<b>Noeud 9</b>	937	4.04	979.37	42.37
<b>Noeud 10</b>	939	6.42	982.12	43.12
<b>Noeud 11</b>	945	4.26	983.68	38.68
<b>Noeud 12</b>	943	3.71	983.80	40.80
<b>Noeud 13</b>	944	3.92	985.22	41.22
<b>Noeud 14</b>	948	4.26	986.64	38.64

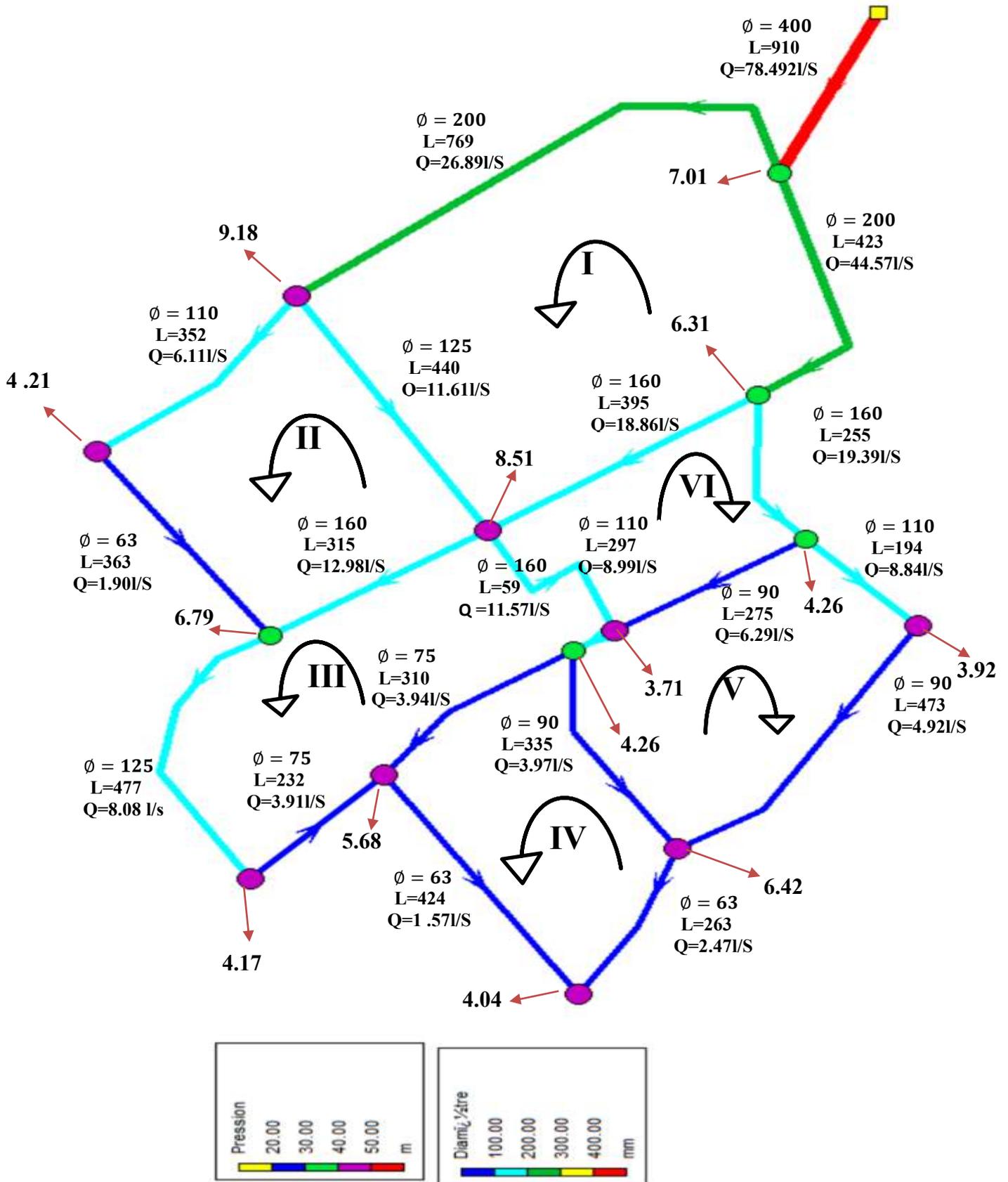


Figure V.8 : Répartition finale des débits

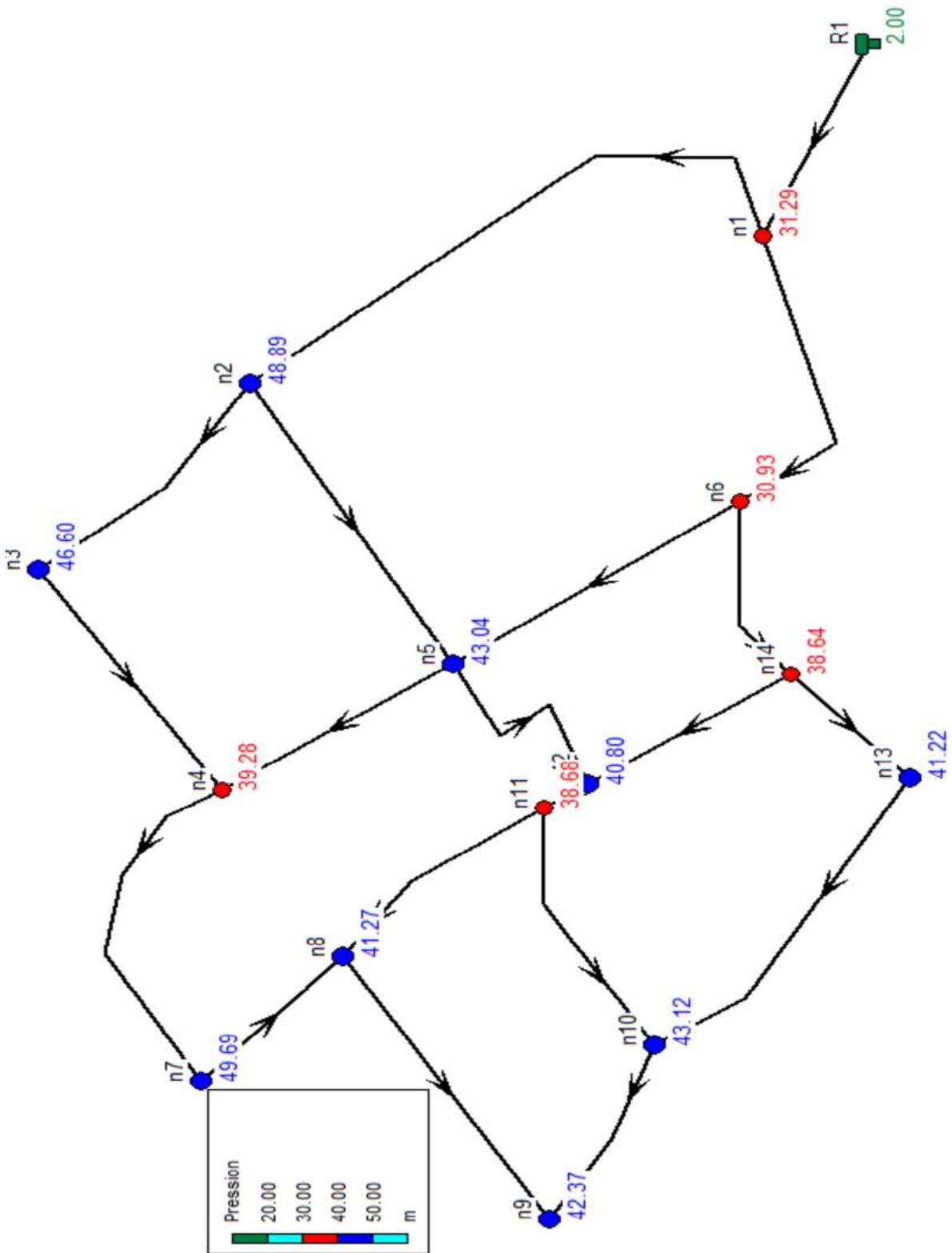


Figure V.9 : Répartition finale des pressions

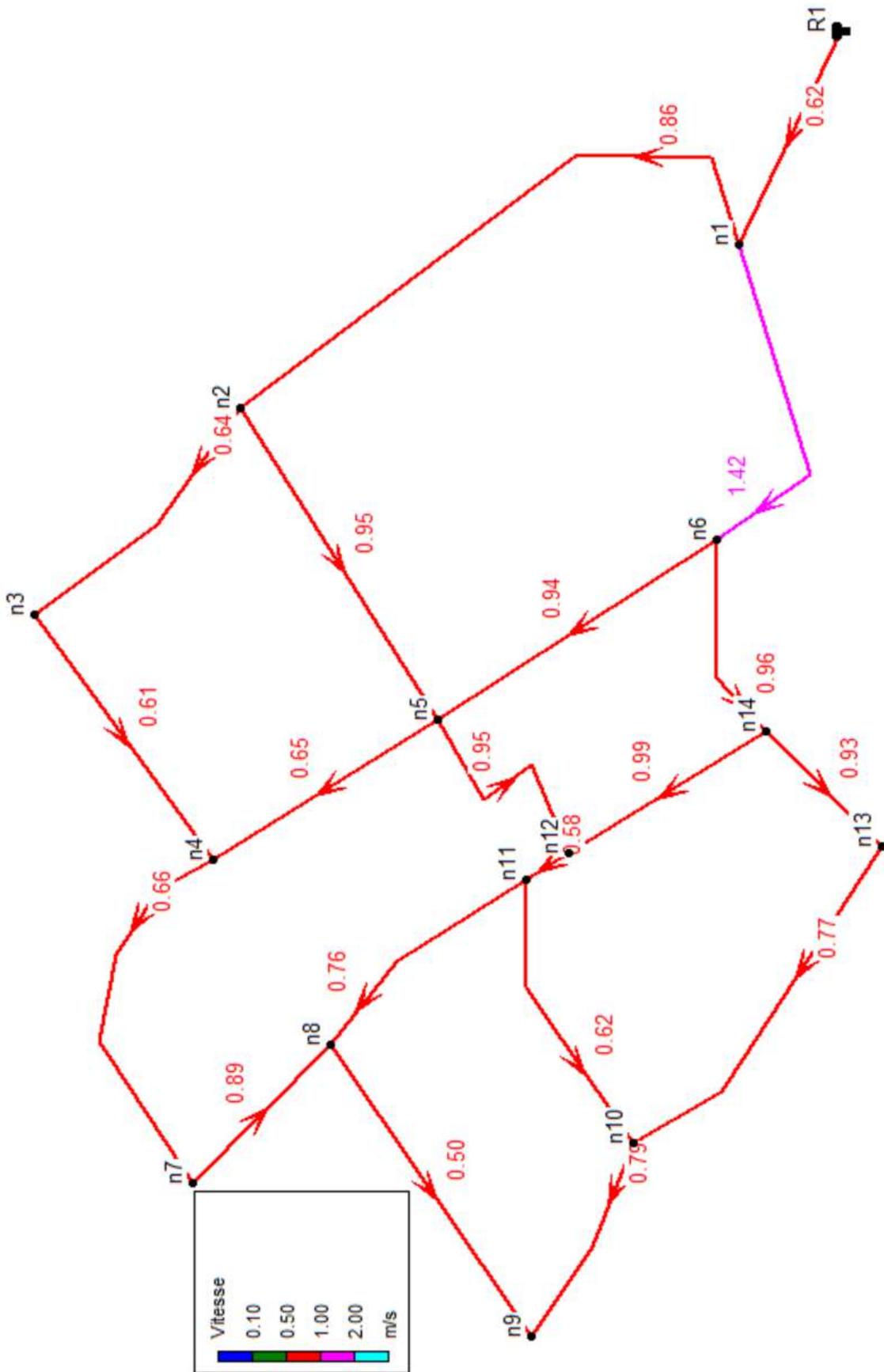


Figure V.10. Répartitions des vitesses

## V.12. Equipement d'un réseau de distribution

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

1. **Les canalisations** ; le réseau de distribution sera constitué d'un assemblage de tuyaux en PEHD, PN 16 bar. Les diamètres varient entre 63 et 400 mm



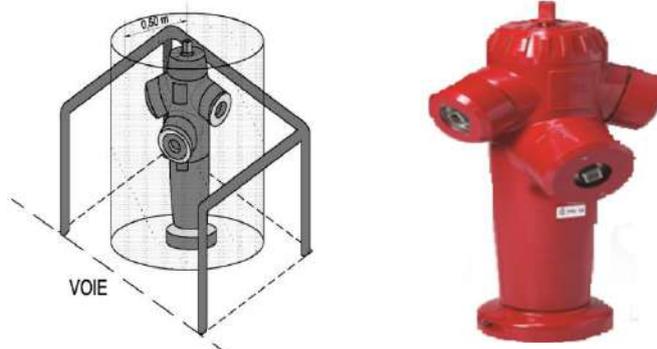
**Figure V.11.** Conduite en PEHD PN 16

2. **Robinets vannes** ; Ils permettent l'isolement de divers tronçons du réseau lors d'éventuelles réparations, et sont Placés toujours en des endroits accessibles.



**Figure V.12.** Robinets vannes en fonte ductile

3. **Bouches ou poteau d'incendie** ; Les bouches ou les poteaux d'incendie doivent être raccordés sur les conduites capables d'assurer un débit minimum 17(l/s) avec une pression au moins de 10 mce.



**Figure V.13.** Poteau d'incendie

4. **Clapets** : Leur rôle est d'éviter que l'eau ne déverse dans la direction contraire à l'autre de l'écoulement prévu. On les place principalement aux points où l'eau est prélevée et dans les stations de pompage qui alimentent un système d'adduction.



**Figure V.13.** Clapet en fonte

5. **Ventouses** : C'est un dispositif de dégazage, il facilite l'élimination de l'air renfermé dans les conduits. Elles sont positionnées aux emplacements hauts du réseau.



**Figure V.14.** Ventouse triple et soupape

6. **Régulateurs de pression** : Il s'agit d'appareils qui permettent de réguler la pression de manière à ne fournir au réseau de distribution que les pressions désirées.



Figure V.15. Vanne de réduction de pression à diaphragme

7. **Robinets de vidange (décharge)** : Ils sont placés aux points les plus bas du réseau pour simplifier le drainage.



Figure V.16. Robinets de vidange

8. **Pièces spéciales de raccord** : Il s'agit d'éléments qui permettent d'ajuster la conduite en fonction de la trajectoire prévue dans le projet :

- **Les Tés** ; on envisage des tés à deux ou trois emboîtements permettant le raccordement des conduites présentant des diamètres différents.
- **Les coudes** ; utilisés en cas de changement de direction.
- **Les cônes de réduction** ; ce sont des organes de raccord en cas de différents diamètres.



Figure V.17. Pièces spéciales de raccord

### V.13 Conclusion

Le réseau de distribution de la ville d'Aïn Zerga (POS 3) comprend 14 nœuds, pour une longueur totale de conduites atteignant 6671 mètres.

Les canalisations utilisées sont en polyéthylène haute densité (PEHD) de classe PN 16 bar, avec des diamètres variant de 63 mm à 400 mm.

La pression enregistrée dans le réseau varie entre une valeur minimale de 39,8 mètres et une valeur maximale ne dépassant pas 50 mètres.

Les vitesses d'écoulement, se situent entre 0,55 m/s et 1,42 m/s.

# Chapitre VI

---

## DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIVE

### VI.1. Introduction

Afin d'avoir une idée sur le montant de réalisation de notre projet, il faut passer par le calcul du devis quantitatif et estimatif. Ce calcul consiste à déterminer les quantités de toutes les opérations effectuées sur le terrain pour la réalisation du projet, ensuite les multiplier par le prix unitaire correspondant. Les différentes tâches effectuées par ordre chronologique sont :

- Le terrassement ;
- La fourniture et la mise en place du lit de sable ;
- L'approvisionnement et l'installation des conduites en P.E.H.D ;
- Les travaux de remblayage de la tranchée ;
- Le transport des sols excédentaires.

## VI.2. Critères de choix des canalisations

Lors d'une conception, renouvellement et pose des canalisations, on s'attachera à utiliser des matériaux adéquats en apportant un soin particulier au choix des conduites.

La nature du revêtement interne et externe choisi, en particulier et de sa conformité sanitaire interne à la qualité des eaux et de compatibilité avec les caractéristiques de l'eau, sa résistance aux agents externes liés aux problèmes de corrosions du sol. Il doit répondre aux critères suivants pour qu'il puisse préserver la qualité de l'eau véhiculée :

- Étanche à l'eau ;
- Faible rugosité ;
- Faible porosité ;
- Forte compacité ;
- Résistant à l'abrasion ;
- Aux types du sol et de sa consistance ;
- Nature du milieu traversé (saturé ou sec).

Il faudra vérifier si l'eau véhiculée n'est pas agressive aux conduites, pièces spéciales (tel que le Té, coude..., joints et autres équipements) (SEDDIKI, 2022).

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

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

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

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

L'objectif d'un revêtement extérieur est de fournir une protection durable contre la corrosivité des sols.

Pour identifier le conduit adéquat à un type de sol spécifique, il est recommandé d'effectuer une analyse préliminaire de la corrosivité ou de l'agressivité du terrain. Une première analyse permet de distinguer les terrains suivants :

- 1- Faible risque : sables, graviers, matériaux pour les empièvements et calcaires.
- 2- À risque élevé : marnes et argiles.
- 3- À risque très élevé : gypse, pyrite et matière combustible.

### **VI.3. Nettoyage des conduites**

Des dépôts organiques et limoneux se forment généralement dans les conduites. Pour pallier à ce problème, nous avons utilisé à une méthode mécanique ou à un processus chimique basé sur un acide passif (BENARIBA, 2013).

### **VI.4. Surveillance et entretien du réseau**

#### **VI.4.1. Désinfection**

Avant la distribution d'eau à la consommation publique, il est conseillé de désinfecter le réseau. Cette désinfection peut être effectuée soit avec du chlore, soit avec du permanganate de potassium.

#### **VI.4.2. Détection des fuites d'eau**

Voici les causes principales de fuites à éviter lors de l'installation du réseau :

- Conduites placées où il y a risque de gel
- Terrain agressif ou instable
- Caractéristiques de la conduite non adaptées à la pression de distribution
- Protection insuffisante par rapport au trafic de surface
- Mauvaise qualité du matériau
- Appui de la conduite sur un point dur
- Diverses observations permettent de déceler la présence des fuites à savoir
- Baisse de pression sur le réseau
- Augmentation des heures de fonctionnement de la station de pompage
- Consommation anormale relevée aux compteurs généraux
- Affaissement de terrain :

Ce sont les observations qui favorisent la localisation des fuites et des affaissements de terrain.

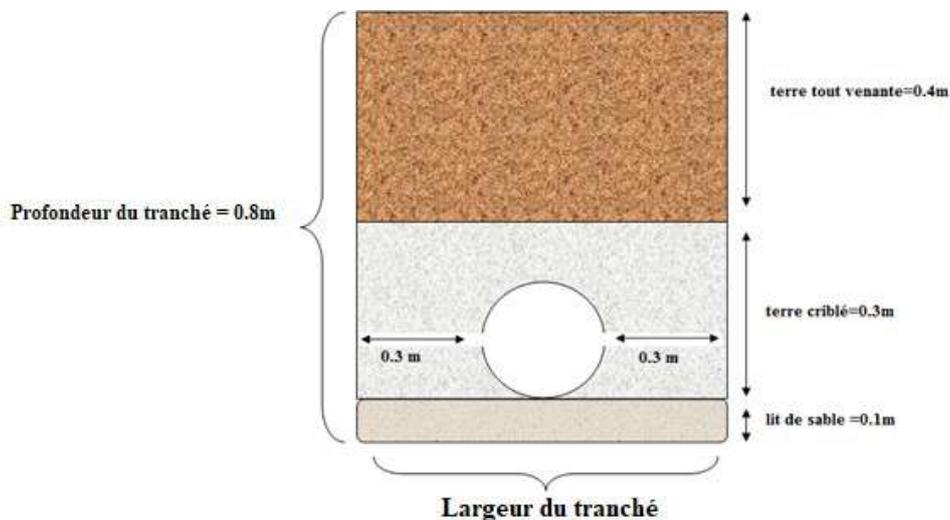
### **VI.5. Pose des conduites**

Un lit de pose de 10 cm d'épaisseur, constitué de sable de carrière, est disposé sous la génératrice inférieure extérieure.

- Remblai en terre criblée de 0.30 m au-dessus de la génératrice supérieure externe.
- Remblai constitué de terre tout-venant sur une épaisseur de 0,4 m au-dessus du sol criblé.

Les remblais sont constamment réalisés avec des matériaux d'appoint conformes aux normes actuelles, en adéquation avec les recommandations potentielles découlant de l'analyse géotechnique et permettant à la société de parvenir aux buts de densification adaptés à la nature de la chaussée.

Les tuyaux seront posés avec un minimum de 0.80 m de couverture par rapport à la génératrice supérieure. En phase de réalisation et en fonction de l'épaisseur de la structure de chaussée (phase provisoire ou le recouvrement sur la conduite peut être faible) une adaptation devra être prévue (remblaiement anticipé, merlon, interdiction de circulation d'engins...) (MEBREK et al, 2022).



**Figure VI.1** : pose de conduite (MEBREK ET AL, 2022).

## VI.6. Différents types de pose de canalisations

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

### VI.6.1. Pose en terre

Les conduites seront installées en tranchée ouverte sur un lit de pose en sable et en remblais, et elles seront marquées par des grillages avertisseurs. Afin de favoriser le regroupement des bulles d'air provenant du dégazage de l'eau aux points élevés, où elles seront libérées par les installations prévues à cet effet, les pentes minimales suivantes doivent être surveillées lors de pose de la conduite :

- 2% pour les tronçons ascendants.
- 4% pour les tronçons descendants.

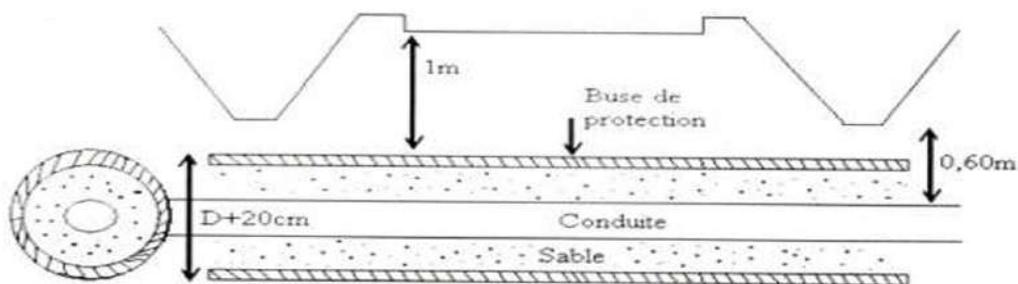
La conduite sera enterrée sur la totalité des tracés, la profondeur de la tranchée pourra atteindre des profondeurs exceptionnelles sur quelques courtes distances afin d'éviter la multiplication des points hauts. D'une manière générale, la hauteur de recouvrement minimale à assurer est de 80 cm à partir de la génératrice supérieure.

Le remblai sera effectué jusqu'à une hauteur de 20 à 30 cm au-dessus du point supérieur de la conduite, appelé sous le nom de remblai de calage. Cela sera effectué avec un matériau rempli d'éléments solides ayant des diamètres supérieurs à 1 cm. Les déblais supplémentaires seront déversés dans l'excavation sans criblage ni dommage.

Dans le cas de pose sous la chaussée, il est nécessaire que la conduite soit recouverte de 20 cm de sable au-dessus de sa ligne supérieure, précisément tassé par couches de 20 cm à l'aide d'une dame sauteuse, suivi d'une couche double comme revêtement (HAMMOU, 2020).

#### VI.6.2. Traversée des routes

En raison des charges à supporter, qui peuvent causer des ruptures et par conséquent des infiltrations nuisibles à la conduite et à la route, la conduite sera introduite à l'intérieur d'une gaine (buse en acier de diamètre supérieur dans laquelle la conduite est introduite), ce qui la préservera des vibrations qui pourraient être les causes des ruptures (LEGHIMA, 2021).



**Figure VI.2 :** Protection pour la traversés des routes (LEGHIMA, 2021).

### VI.6.3. Butée et amarrage

Il s'agit d'une configuration spéciale observée lors de l'installation des conduites utilisées pour les virages ou lors de l'assemblage, afin d'assurer la solidité et la robustesse des tuyaux face à la pression exercée par l'eau dans les canaux, coudes et points terminaux (réseau de distribution), où une rupture pourrait se produire. On va donc construire des volumes en béton qui, grâce à leur masse, empêchent le déboîtement des joints (HAMMOU, 2020).

## VI .7. Technologie du réseau

### VI.7.1 Canalisations

Dans le cadre de notre projet d'AEP, nous avons sélectionné des conduits en Polyéthylène Haute Densité (PEHD) pour des diamètres allant de DN 63 à DN 400. La pression nominale considérée pour les conduites est de 16 bars.

#### VI.7.1.1 Partie du réseau maille

Le réseau de distribution de la zone d'étude se compose de 6 mailles principales, enclavant la totalité du tissu urbain. La longueur totale du réseau maillé est de 7581 m avec de le PEHD comme matériau, il est composé des diamètres suivants :

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

DN	63	75	90	110	125	160	200	400
<b>Longueur</b>	888	656	1103	941	917	974	1192	910
<b>Nombre de conduite</b>	03	02	03	03	02	04	02	01

#### VI.7.1.2 Partie du réseau ramifié

Le réseau actuel de la zone d'étude se compose de 19 ramifications, ayant un linéaire total de 6671m et des diamètres variant de 63mm- 400 mm.

## VI.9. Devis estimatif et quantitatif

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

Nous prenons pour exemple illustratif de calcul le diamètre DN=63mm ayant le linéaire le plus important du réseau. Le volume V1 de l'ouverture de tranché sera déterminé par la formule suivante :

$$V1 = L \times l \times h \dots\dots\dots(VI.1)$$

Avec :

- V1 : volume de tranché en (m3)
- L : longueur de la conduite pour un diamètre Dext=63mm, L = 888
- m
- l : largeur du tranché en (m).
- h : profondeur du tranché en(m).

Avec :

$$l = 0.3 + Dext + 0.3 \dots\dots\dots(VI.2)$$

D'où :  $l = 0.3 + 0.063 + 0.3 = 0,663m$

Et :

$$h = e + htc + hl \dots\dots\dots(VI.3)$$

- h : profondeur du tranché
- e : épaisseur du lit de sable ;  $e = 0.1m$
- htc : hauteur de terre criblé ;  $htc=0.3m$
- hl= hauteur de remblai ;  $hl = 0.8 - 0.1 - 0.3 = 0.4m$ .

Donc :

$$h = 0.1 + 0.3 + 0.4 = 0.8m$$

On obtient comme résultat :

$$V1 = 888 + 0.663 + 0.8 \quad \Rightarrow \quad V1 = 889.463m^3$$

**VI.9.2 Volume de lit de sable : V2**

$$V2 = L \times l \times e \dots\dots\dots(VI.4)$$

Avec : e = 0.1m ;

$$V2 = 888 \times 0.663 \times 0.1 \Rightarrow V2 = 58.8744m^3$$

**VI.9.3 Volume de remblai en terre criblé**

$$V3 = (htc \times L \times l) - Vc \dots\dots\dots(VI.5)$$

Avec :

- V3 : volume de terre criblé.
- htc : hauteur de remblai ; htc =0.3m
- L : longueur du tranché ; L=888m
- l : largeur du tranché ;l=0.663m
- Vc : volume de la conduite;  $Vc = (3.14 \times D^2)/4 \times L$

Avec D=63mm ;

$$Vc = \frac{3.14 \times 0.063^2}{4} \times 888 \Rightarrow Vc = 2.76m^3$$

$$V3 = (0.3 \times 888 \times 0.663) - 2.76 \Rightarrow V3 = 173.86m^3$$

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

$$V4 = 0.4 \times L \times l \dots\dots\dots(VI.6)$$

$$V4 = 0.4 \times 888 \times 0.663$$

$$V4 = 235.49m^3$$

**VI.9.5 Volume évacuation**

$$V5 = V2 + Vc \dots \dots \dots (VI.7)$$

$$V5 = 58.8744 + 2.76$$

$$V5 = 61.6344m^3$$

**VI.9.6 Pose de grillage avertisseur**

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

$$G = 588.744m^2$$

**VI.9.7 Les regards de vanne**

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

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

Le tampon qui est le couvercle du regard est conçu en fonte et lourd pour plus de sécurité.

Le nombre de regards dépend du nombre de vannes installées : dans notre cas on a 41 vannes dans le réseau de distribution d'où 46 regards seront conçus.

**VI.9.8 Le Foureau**

C'est une conduite en acier qui a pour but une meilleure protection de la conduite d'AEP qui est insérée à l'intérieur de cette dernière servant à sécuriser la conduite d'AEP traversant les routes goudronnées contre les pressions occasionnées par la circulation des voitures, des camions (MAGUIRAGA, 2019).

**Tableau VI.2: Volume de terrassement V1.**

Diamètres (mm)	Volume de tranché V1 (m <sup>3</sup> )
63	889.463
75	657.463
90	1104.463
110	942.463
125	918.463
160	975.463
200	1193.463
400	911.463
<b>Total</b>	<b>6681.241</b>

**Tableau VI.3: Volume de lit de sable.**

Diamètres (mm)	Volume de lit de sable V2
63	58.8744
75	43.4928
90	73.1289
110	62.3883
125	60.7971
160	64.5762
200	79.0296
400	60.333
<b>Total</b>	<b>467.232</b>

**Tableau VI.4 : Volume de terre criblai.**

Diamètres (mm)	Volume de terre criblai
63	173.86
75	127.58
90	214.51
110	178.22
125	171.14
160	174.14
200	199.64
400	66.649
<b>Total</b>	<b>1305.739</b>

**Tableau VI.5 : Volume de tout venant.**

Diamètres (mm)	Volume de tout venant
63	235.49
75	173.97
90	292.51
110	249.55
125	243.18
160	258.30
200	316.11
400	241.332
<b>Total</b>	<b>2010.442</b>

**Tableau VI.6 : Volume d'évacuation.**

Diamètres (mm)	Volume d'évacuation
63	61.63
75	46.38
90	77.99
110	71.32
125	72.04
160	84.15
200	116.47
400	174.683
<b>Total</b>	<b>643.033</b>

Tableau VI.7 : longueur de grillages avertisseurs.

Diamètres (mm)	Grillage avertisseurs
63	888
75	656
90	1103
110	941
125	917
160	974
200	1192
400	910
<b>Total</b>	7581

Tableau VI.8 : Devis quantitatifs et estimatif.

N°	Désignation des travaux.	U	Quantité	Prix unitaire	Montant
1	Feuille tranchée d'une profondeur moyenne de 0,80 m et d'une largeur moyenne de 0,80m. .	<b>M3</b>	4583.51120	300,00	1375053.36
2	Fourniture et pose d'un lit de sable de 0.10 m d'épaisseur y compris tout sujétion	<b>M3</b>	572.9389	1000,00	572938.9
3	Remblai en terre criblé de 0.30 m au-dessus de la génératrice supérieure y compris tout	<b>M3</b>	1514.655943	400,00	605862.377
4	Remblai en terre tout venante y compris toute sujétion	<b>M3</b>	2291.7556	300,00	687526.68
5	Evacuation des terres excédentaires, y compris toute sujétion.	<b>M3</b>	777.0996566	300,00	233129.897
6	Fourniture et pose de conduite en PEHD, Y compris toute sujétion :				
	Ø63	<b>MI</b>	888	297.5	264180
	Ø75	<b>MI</b>	656	419.39	275119.84
	Ø90	<b>MI</b>	1103	544.41	600484.23
	Ø110	<b>MI</b>	941	807.41	759772.81
	Ø125	<b>MI</b>	917	1040.69	954312.73
	Ø160	<b>MI</b>	974	1704.24	1659929.76
	Ø200	<b>MI</b>	1192	2654.99	3164748.08
	Ø400	<b>MI</b>	910	10623.62	9667494.2
	Fourniture et pose des Tés en PEHD, Y compris toute sujétion :				
	Ø400/200	<b>U</b>	1	12000.00	12000.00
Ø200/125/110	<b>U</b>	1	3600.00	3600.00	

7	Ø160/125/63 Ø160/110/90	U	1	2500.00	2500.00
	Ø160/90/7 5	U	2	2500.00	5000.00
	Ø200/160	U	1	2500.00	2500.00
	Ø90/63	U	1	3600.00	3600.00
	Ø75/63	U	1	700.00	700.00
	Fourniture et pose des cônes de réduction Y compris toute sujétion :				
	Ø400/200	U	2	18000.00	36 000.00
	Ø200/110	U	1	15000.00	15 000.00
	Ø200/125	U	1	11000.00	11 000.00
	Ø160/110	U	2	10000.00	10 000.00
8	Ø160/75	U	1	7500.00	7500.00
	Ø160/63	U	1	7000,00	7000.00
	Ø125/110	U	1	6000,00	6000.00
	Ø125/75	U	2	4500,00	9 000.00
	Ø125/63	U	1	4000,00	4000.00
	Ø110/90	U	2	3000,00	6 000.00
	Ø110/63	U	1	2500,00	2500.00
	Ø90/75	U	1	2500,00	2500.00
	Ø90/63	U	1	2000,00	2000.00
	Ø75/63	U	1	1500,00	1500.00
	Fourniture et pose des coudes en PEHD Y compris toute sujétion ¼ :				
	Ø110/63	U	1	1200.00	1200.00
	Ø125/75	U	1	1500.00	1500.00
	Ø110/90	U	1	1000.00	1000.00
	Ø63/63	U	1	500	500
	Fourniture et pose des vannes en PEHD Y compris toute sujétion :	U			
	Ø90/63	U	6	2000,00	12 000,00
Ø500	U	2	150000,00	300 000,00	
9	Ø350	U	2	130000,00	260 000,00
	Ø300	U	6	130000,00	260 000,00
	Ø250	U	3	90000,00	270 000,00
	Ø200	U	2	55000,00	110 000,00

10	Ø160	U	4	35000,00	140 000,00
	Ø125	U	8	25000,00	200 000,00
	Ø110	U	1	22000,00	22 000,00
	Ø90	U	5	20000,00	100 000,00
	Ø75	U	3	18000,00	54 000,00
	Ø63	U	10	15000,00	150 000,00
	Réalisation des regards de visite en béton armé dosé à 350 kg/m <sup>3</sup> y compris fouilles, tampon fixe en fonte série lourde, béton de propreté de 10 cm d'épaisseur et toutes sujétions de mise en œuvre Dim/Int:(1,00x1,00x0,80m) en simple nappe T12 , e=20 cm	U	46	50000,00	2 300 000,00
	F/P de Grillage avertisseur de couleur bleu à 30 cm au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite.	ML	14953	80,00	1196240.00
	F/P de poteaux d'incendie	U	4	30000,00	120 000,00
		Montant Total HT	29920732.9		
	Frais d'addition	4270312			
	Frais de la pompe	3565828			
	TVA 19%	5684939.25			
	<b>Montant Total TTC</b>	<b>43441812.15</b>			

## VI.10. Conclusion

Cette partie permet d'estimer la quantité de matériaux nécessaires à l'exécution du projet d'approvisionnement en eau potable du POS 3. Par conséquent, en se basant sur ces calculs, il sera nécessaire d'obtenir les coûts unitaires des différents travaux pour obtenir une estimation du budget attribué à la mise en œuvre de ce projet.

De même, on a procédé ensuite au calcul du devis estimatif pour notre ville (POS 3), ce dernier était comme suit :

- Son devis estimatif s'élève à 43 441 812.15 **DA**.

# CONCLUSION

## GENERALE

---

Dans le cadre de ce travail, nous avons réalisé une étude de dimensionnement du réseau d'alimentation en eau potable pour la nouvelle ville de Ain Zerga (POS 3). L'objectif principal était d'assurer à l'ensemble des habitants un approvisionnement continu et suffisant en eau potable.

Les objectifs fixés dans cette étude ont été largement atteints. Il s'agissait, dans un premier temps, d'évaluer les besoins en eau potable, puis de déterminer la capacité du réservoir en fonction de la population concernée, ensuite de dimensionner le réseau de distribution, et enfin de réaliser un devis quantitatif et estimatif dans le cadre de notre projet de fin d'études.

Après avoir évalué les différents besoins, il a été estimé que le débit de pointe nécessaire pour répondre à la demande future de l'agglomération du POS 3 s'élève à 78,492 l/s. Ce débit sera acheminé par une conduite de refoulement en PEHD de diamètre nominal 400 mm, reliant le réservoir projeté – de type château d'eau, d'une capacité de 1200 m<sup>3</sup> et d'un diamètre de 18 m – situé à environ 910 m du site concerné.

Pour la conception du réseau de distribution, nous avons opté pour un réseau maillé, utilisant des conduites en PEHD PN 16 bars, avec des diamètres variant de 63 mm à 400 mm et avec une pression minimale enregistrée est de 39,8 m, tandis que la pression maximale reste inférieure à 50 m. La simulation hydraulique du réseau a été effectuée à l'aide du logiciel EPANET. Les résultats ont confirmé que les vitesses d'écoulement et les pressions se situent dans les normes recommandées.

Suite à l'élaboration du devis quantitatif et estimatif, nous avons évalué le cout de réalisation du projet à environ 43 441 812.15 DA.

Ce projet nous a permis d'approfondir nos connaissances dans le domaine de l'hydraulique urbaine, en particulier en ce qui concerne l'alimentation en eau potable. Nous espérons que ce travail sera d'une grande utilité sur le plan pédagogique et pourra servir de référence aux futures promotions.

## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Achoui, L, (2023). « Etude De La Distribution En Eau Potable Du Village Houra Commune De Bouzeguene ». Mémoire De Fin d'études Pour l'obtention Du Diplôme De Master En Hydraulique Urbaine, Université Mouloud Mammeri De Tizi-Ouzou.
- Amar, Islem, 2021 : « Quantification Et Mobilisation Des Ressources En Eau Dans La Région De Saïda ». Mémoire De Fin d'études Pour l'obtention Du Diplôme De Master En Hydraulique, Université Ibn Khaldoun De Tiaret.
- Arkoub, A. Et Talem, Z. (2021). « Etude Du Réseau d'alimentation En Eau Potable Des Quatre Villages De La Commune d'aït Mahmoud, Wilaya De Tizi-Ouzou A Partir Du Barrage Taksebt ». Mémoire de fin d'études pour l'obtention du diplôme de Master en Hydraulique Urbaine, Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou.
- Arour Elhachmi, (2014), Découpage administratif de l'Algérie et Monographie : Saïda Zone Industrielles Et Zones d'activités.
- URBAT. 2025, Plan d'aménagement du Pos 03 Nouveau Pole Ain Zerga.
- Baillot, Pierre, (2020). « Les Ouvrages De Stockage – Les Equipement d'un Réservoir De Stockage ».
- Belaïssa, Hocine, (2019) : « Dimensionnement Du Réseau d'alimentation En Eau Potable De La Nouvelle Cité Ghabat Zawache (W. Blida) ». Mémoire De Fin d'études pour l'obtention du diplôme De Licence professionnalisant en Génie de l'eau Université Akli Mohaned Oulhadj -Bouira.
- Benariba, Mohamed (2013). « Alimentation En Eau Potable De La Ville De Chebli (W.Blida) ». (Mémoire de fin d'études pour l'obtention du diplôme de Master en Hydraulique, Université Abou Bekr Belkaid de Tlemcen.
- Bensaid, Khaled, (2016). « Dimensionnement d'un Réservoir En Béton Armé ». Mémoire de fin d'études pour l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil, à compléter.
- Bensaid, Yacine, (2024). « Diagnostic et réhabilitation du système d'alimentation en eau potable du quartier d'Adja, commune de Khemis Miliana (Wilaya d'Aïn Defla) ». Mémoire de fin d'études pour l'obtention du diplôme de Master en Hydraulique Urbaine, École Nationale Supérieure d'Hydraulique Mujahid Abdellah Arbaoui.
- Benzannache Nadjib, 2021. Polycopie Du Cours Alimentation En Eau Potable, Université 8 Mai 1945 De Guelma.

- Bonnin, Jean. (1977). Hydraulique Urbaine, « Collection De La Direction Des Etudes Et Recherche d'électricité De France », Edition Eyrolles.
- Boudaoud, Lynda, (2020). « Étude d'adduction de la commune de Haïzar ». Mémoire de fin d'études pour l'obtention du diplôme de Master en Hydraulique, Université Akli Mohand Oulhadj de Bouira.
- Boumessenagh, Amine. (2022). Polycopie Du Cours Réservoir Semi Enterré Cylindrique Et Ces Equipements, « Les Réservoirs Et Les Châteaux d'eau ». Centre Universitaire Boussouf – Mila.
- Daoud, Amine, (2020). Polycopie Du Cours « Réservoirs De Stockage Et Distribution De l'eau Potable ». Centre Universitaire Batna2.
- Direction Nationale De l'eau Potable Et De l'assainissement, (2012). Conception Des Réservoirs d'eau Potable.
- Dupont, André. (1979). Hydraulique Urbaine, Tome Ii : « Ouvrages De Transport-Élévation Et Distribution Des Eaux ». Edition Eyrolles, Paris.
- Elmeddahi Yasmine, (2023). Polycopié Du Cours « Alimentation En Eau Potable ». Université Hassiba Benbouali De Chlef.
- Fanit, A, Rekrout, M, (-2018). « L'alimentation En Eau Potable De La Commune Amira Arres Wilaya De Mila ». Mémoire de fin d'études pour l'obtention du diplôme de Master en Hydraulique, Université Mohamed Seddik Ben Yahia de Jijel.
- Frelin, Alain. (2016). « Coup de bélier ». Technique de l'Ingénieur, Conservatoire National des Arts et Métiers.
- Ghaouti-Kerrache, Samira. (2025) : « Caractérisation Écologique De La Wilaya De Saïda ». Mémoire de fin d'études pour l'obtention du diplôme de Master en Environnement, Université Abou Bekr Belkaid de Tlemcen.
- Haffaressas, Nassim, (2019): « Alimentation En Eau Potable De La Nouvelle Ville d'oued Zénati ». Mémoire de fin d'études pour l'obtention du diplôme de Master en Hydraulique, Université 8 Mai 1945 de Guelma.
- Hammou.K Et Belhadj,N (2020). « Étude d'adaptation Du Réseau d'aep Des Village Tahchat-Thala Achrine-Idouchoutheine À Partir Du Réservoir Tizi Badhou ». Mémoire de fin d'études pour l'obtention du diplôme de Master en Hydraulique Urbaine, Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou.
- Hamza, Sofiane. (2019). « Protection des conduits contre le coup de bélier ». Rapport technique, Université Mohamed Boudiaf d'Oran.
- Hiber, A., & Mehdi, Y. (2023). « Etude d'alimentation En Eau Potable De La Ville d'allaghene Et Les Trois Villages (Ikhervane, Thassergant, Rodha) De La Commune De Tazmalt ». Mémoire de fin d'études pour l'obtention du diplôme de Master en Hydraulique, Université Abderrahmane Mira de Béjaïa.

- Kefifa, A. (2014). « Contribution à l'étude et à la cartographie de l'impact des pressions anthropozoogènes et climatiques sur les ressources naturelles des monts de Saïda (Algérie) ». Thèse de Doctorat en Sciences de l'Environnement, Université Abou Bekr Belkaid de Tlemcen.
- Leghima, S Et Rabahi, M (2021). « Alimentation En Eau Potable (Adduction) De La Daïra De Sidi Aich À Partir Du Piquage Sur La Conduite De Transfert Tichihaf (Wilaya De Bejaïa) ». Mémoire de fin d'études pour l'obtention du diplôme de Master en Hydraulique, Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou.
- Maguiraga, D Et Souleymane, B (2019). « Dimensionnement Du Réseau d'aep Du Pos Zone Sud-Est 3 De La Ville d'ain Temouchent ». Mémoire de fin d'études pour l'obtention du diplôme de Master en Hydraulique, Centre Universitaire Belhadj Bouchaib d'Aïn Témouchent.
- Manuel d'utilisation Du Logiciel Epanet. (S.d.). « Outil de simulation de réseaux hydrauliques pressurisés ». U.S. Environmental Protection Agency.
- Mebrek Et Al, (2022). « Etude de système d'alimentation en eau potable de la nouvelle ville d'AIN ZERGA (POS1), commune OULED KHALED. Mémoire de fin d'études pour l'obtention du diplôme de Master en Hydraulique, Université de SAIDA- Dr. MOULAY Tahar.
- Rahmi, Samir. (2020). « Étude d'adduction gravitaire et par refoulement des localités Talahlou et Houadchia, commune El Mokrani (Wilaya de Bouira) ». Mémoire de fin d'études pour l'obtention du diplôme de Master en Hydraulique, Université Akli Mohand Oulhadj de Bouira.
- Rouissat. (2019). « La protection contre le coup de bélier ». Support de cours, Université Abou Bekr Belkaid de Tlemcen.
- Said, Nadir. (2023). « Adduction 5 ». Document technique.
- Seddiki, Sofiane. (2022). « Organisation et mécanisation des travaux ». Polycopie du cours, Université Tahri Mohamed de Béchar.
- Tarfaya. Chahrazed. (2012). « Approche Méthodologique Pour Le Diagnostic Des Réseaux D'eau ». Mémoire de Magistère en Hydraulique, à compléter avec l'université.
- Tianjin, Chen. (2015). « Raccords de tuyaux en PEHD : Accessoires en PEHD ». Document technique.

## Prix des conduits en PEHD

<b>03-TUBE PEHD EAU PN 16</b>		
<b>CODE</b>	<b>Désignation</b>	<b>Vente directe 01-2023 Prix de vente HT</b>
PFO406800438	TUBE PEHD EAU PE100 Ø20 PN16 EP. 2.0 mm	<b>33,94</b>
PFO406800446	TUBE PEHD EAU PE100 Ø25 PN16 EP. 2.3 mm	<b>48,64</b>
PFO406800440	TUBE PEHD EAU PE100 Ø32 PN16 EP. 3.0 mm	<b>79,18</b>
PFO406800442	TUBE PEHD EAU PE100 Ø40 PN16 EP. 3.7 mm	<b>121,89</b>
PFO406800443	TUBE PEHD EAU PE100 Ø50 PN16 EP. 4.6 mm	<b>191,74</b>
PFO407100515	TUBE PEHD EAU PE100 Ø63 PN16 EP. 5.8 mm	<b>297,50</b>
PFO407100518	TUBE PEHD EAU PE100 Ø75 PN16 EP. 6.8 mm	<b>419,39</b>
PFO407100526	TUBE PEHD EAU PE100 Ø90 PN16 EP. 8.2 mm (50 ML)	<b>544,81</b>
PFO407100510	TUBE PEHD EAU PE100 Ø110 PN16 EP. 10.0 mm	<b>807,41</b>
PFO406900465	TUBE PEHD EAU PE100 Ø125 PN16 EP. 11.4 mm	<b>1 040,69</b>
PFO406900469	TUBE PEHD EAU PE100 Ø160 PN16 EP. 14.6 mm	<b>1 704,24</b>
PFO406900474	TUBE PEHD EAU PE100 Ø200 PN16 EP. 18.2 mm	<b>2 654,99</b>
PFO406900479	TUBE PEHD EAU PE100 Ø250 PN16 EP. 22.7 mm	<b>4 133,31</b>
PFO407000483	TUBE PEHD EAU PE100 Ø315 PN16 EP. 28.6 mm	<b>6 560,80</b>
PFO407000489	TUBE PEHD EAU PE100 Ø400 PN16 EP. 36.3 mm	<b>10 623,62</b>
PFO407000493	TUBE PEHD EAU PE100 Ø500 PN16 EP. 45.4 mm	<b>16 607,66</b>
PFO407000497	TUBE PEHD EAU PE100 Ø630 PN16 EP. 57.2 mm	<b>26 364,70</b>

## Tubes PEHD Eau Potable

### Désignation

Tubes en PEHD destinés aux réseaux de distribution d'eau potable.

- **Norme de référence** : EN 12201-2 / NA 7700 - 2.
- **Pression Nominale** : PN 6 - PN 10 - PN 16 - PN 20.
- **Conditionnement** : En couronne de 100 m jusqu'au Ø 110, et en barre de 12 m à partir du Ø 125.
- **Marquage sur tube** : Norme - Fabricant - Matière - d. x e. - Fluide - PN - Date fabrication - N°lot.



### Gamme de Produit

Ø	PE 80		
	PN 6 SDR 21	PN 10 SDR 13,6	PN 16 SDR 9
20	2.0	2.0	2.3
25	2.0	2.0	3.0
32	2.0	2.4	3.6
40	2.0	3.0	4.5
50	2.4	3.7	5.6
63	3.0	4.7	7.1
75	3.6	5.6	8.4

Ø	PE 100			
	PN 6 SDR 26	PN 10 SDR 17	PN 16 SDR 11	PN 20 SDR 9
90	3.5	5.4	8.2	10.1
110	4.2	6.6	10.0	12.3
125	4.8	7.4	11.4	14.0
160	6.2	9.5	14.6	17.9
200	7.7	11.9	18.2	22.4
250	9.6	14.8	22.7	27.9
315	12.1	18.7	28.6	35.2
400	15.3	23.7	36.3	44.7
500	19.1	29.7	45.4	55.8
630	24.1	37.4	57.2	---

Epaisseur nominale en mm

### Propriétés Physiques et Mécaniques

Caractéristique	Méthode d'essai	Exigence	Paramètres d'essai
Résistance hydrostatique	EN 921	Aucune rupture d'éprouvette pendant toute la durée de l'essai	-20°C-100h-10.0 et 12.4 MPa -80°C-165h-4.5 et 5.4 MPa -80°C-1000h-4.0 et 5.0 MPa
Allongement à la rupture pour e ≤ 5mm	EN ISO 6259-1/3	350 %	v=100mm/min
Allongement à la rupture pour 5mm < e ≤ 12mm	EN ISO 6259-1/3	350 %	v=50mm/min
Allongement à la rupture pour e > 12mm	EN ISO 6259-1/3	350 %	v=25mm/min
Indice de fluidité à chaud	EN ISO 1133-T	Valeur composition ±20%	5 kg - 190°C - 10 min
Temps d'induction à l'oxydation	EN 728	≥20 min	T=200°C



Conformité Sanitaire

### Distributeur

#### CHIALI TUBES Spa

Filiale du GROUPE CHIALI Z.I B.P 160 Sidi Bel Abbès - 22000 Algérie  
Tél.: 00 213 (0) 48 55 11 90 Fax: 00 213 (0) 48 55 58 58

#### CHIALI PROFIPLAST Spa

Filiale du GROUPE CHIALI Z.I B.P 87 Setif - 19000 Algérie  
Tél.: 00 213 (0) 36 91 02 08 / 09 Fax: 00 213 (0) 36 93 60 06

Courbe caracteristique des pompes

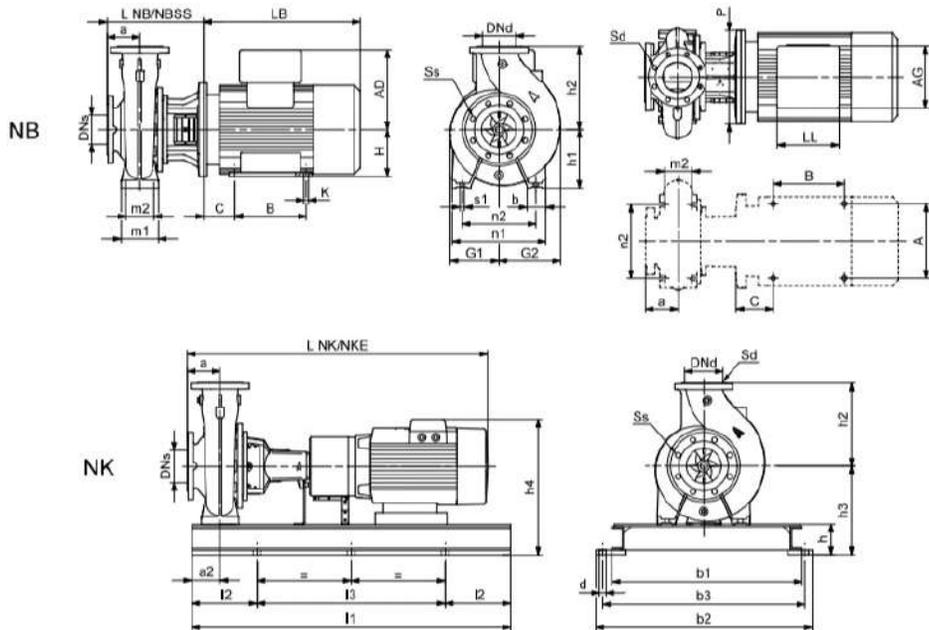
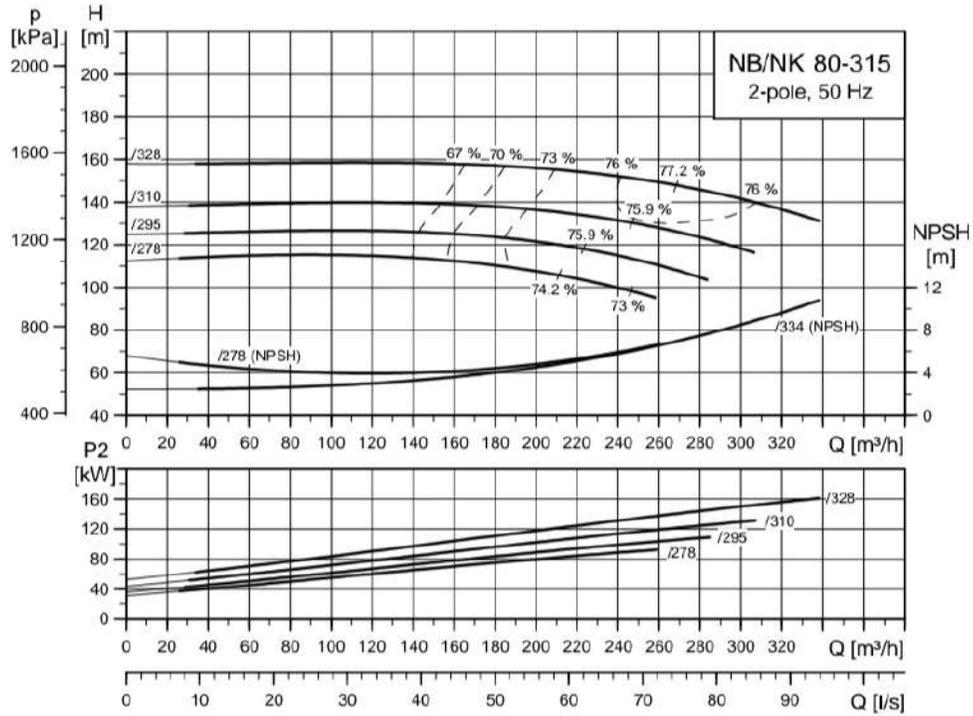
16

Performance curves and technical data  
2-pole

NB, NBE, NK, NKE

2-pole

NB, NK 80-315



TM03 5106 4312

TM03 4182 4106

TM03 4051 1906

## Résumé

Le développement urbain repose sur la structuration de nouveaux tissus urbains, notamment à travers la création de nouvelles villes et les extensions futures prévues par les documents d'aménagement tels que le Plan Directeur d'Aménagement et d'Urbanisme (PDAU) et le Plan d'Occupation des Sols (POS).

Dans ce contexte, notre travail porte sur l'étude et le dimensionnement du réseau de distribution d'eau potable de la nouvelle ville d'Aïn Zerga, zone POS 3. À travers cette étude, nous avons tout d'abord présenté un aperçu général de la situation actuelle de la ville. Nous avons ensuite procédé à l'estimation des besoins en eau de la population de la zone POS 3, suivi par le dimensionnement du réservoir de stockage nécessaire.

Enfin, nous avons projeté le réseau de distribution sur la zone d'étude de manière à répondre efficacement aux exigences en matière de consommation, tout en assurant un service régulier et conforme aux normes en vigueur.

**Mots Clé :** Système d'AEP, POS 3, Adduction par refoulement, Réservoir de stockage, Réseau de distribution, Les besoins en eau.

## Abstract

Urban development is based on the structuring of new urban fabrics, particularly through the creation of new cities and future expansions as outlined in planning documents such as the Master Plan for Urban Development (PDAU) and the Land Use Plan (POS).

In this context, our work focuses on the study and design of the potable water distribution network for the new city of Aïn Zerga, specifically in the POS 3 zone. Through this study, we first provided a general overview of the current situation in the city. We then estimated the water needs of the population in the POS 3 area, followed by the design of the necessary storage reservoir.

Finally, we designed the water distribution network within the study area in a way that effectively meets consumption requirements, while ensuring consistent service delivery in compliance with current standards.

**Key words:** Drinking Water Supply System (DWSS), POS 3, Pumped Water Supply (Forced Conduit), Storage Reservoir, Distribution Network, Water Demand.

## ملخص

يعتمد التطور الحضري على تنظيم نُسجٍ عمرانية جديدة، وذلك من خلال إنشاء مدن جديدة والتوسعات المستقبلية التي يتم التخطيط لها ضمن وثائق التهيئة العمرانية مثل المخطط التوجيهي للتهيئة والتعمير (PDAU) ومخطط شغل الأراضي (POS).

وفي هذا الإطار، يتركز عملنا على دراسة وتصميم شبكة توزيع المياه الصالحة للشرب للمدينة الجديدة عين زرقة، وتحديدًا في منطقة POS 3. من خلال هذه الدراسة، قمنا أولاً بتقديم نظرة عامة على الوضع الحالي للمدينة. ثم انتقلنا إلى تقدير احتياجات السكان من المياه في منطقة POS ، تلاها تصميم خزان التخزين اللازم.

وفي المرحلة الأخيرة، قمنا بتخطيط شبكة التوزيع داخل منطقة الدراسة بطريقة تلبي متطلبات الاستهلاك بفعالية، مع ضمان خدمة منتظمة ومتوافقة مع المعايير المعمول بها.

**الكلمات المفتاحية :** نظام التزويد بالمياه الصالحة للشرب، POS 3، التزويد عن طريق الضخ، خزان التخزين، شبكة التوزيع، الاحتياجات المائية.