



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option: ALIMENTATION EN EAU POTABLE

THEME :

**ETUDE DU SYSTEME D'ALIMENTATION EN EAU
POTABLE DA LA ZONE DE PONT DE BOUGIE
(W.Tizi Ouzou)**

Présenté par :

CHERFAOUI Oussama

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms

Grade

Qualité

MOKRANE Wahiba

M.C.B

Présidente

SALHI Chahrazed

M.C.B

Examinatrice

KADI Latifa

M.A.A

Examinatrice

HACHEMI Abdelkader

M.C.A

Promoteur

Session Septembre 2024

DEDICAS

Je dédie ce modeste travail avec toute ma reconnaissance et mon affection à :

- *Mes chers parents pour leur soutien, leur aide , leur amour et leurs sacrifices.*
- *Mes frères AHMED, IMAD EDDINE et ma sœur FELLA.*
- *Toute ma grande famille, leur soutien est ce qui m'a permis de continuer.*
- *Tous mes amis.*
- *Toute la famille de L'ENSH*

OUSSAMA

REMERCIEMENTS

Avant tout, je remercie Dieu de m'avoir illuminé mon chemin et de m'avoir donné le courage et la patience de terminer mes études.

*Je tiens à remercier mes parents pour leur soutien indéfectible tout au long de mon parcours académique...Je remercie mon promoteur: **Mr A.HACHEMI** pour sa guidance précieuse et son expertise. Son accompagnement, ses conseils éclairés et sa disponibilité ont été essentiels à la réalisation de ce mémoire.*

Je remercie également tous les enseignants de ENSH pour Leur contributions à ma formation d'ingénieur d'état en hydraulique.

Mes remerciements vont également à : mes amis SOUHIL , MOHAMED , MALEK, ANIS et tous mes collègues de l'option la promo.

À celui qui n'a jamais hésité un seul instant à être à mes côtés pour me soutenir, m'aider et m'encourager.

Je tiens également à exprimer ma gratitude aux membres du jury pour avoir honoré ma soutenance et pour l'effort qu'ils ont consacré à l'évaluation de ce travail.

Merci à toutes les personnes qui ont Contribuées de près ou loin à la réalisation de ce mémoire.

OUSSAMA

ملخص

إن مذكرة التخرج الخاصة بنا لتحديد أبعاد شبكة تزويد المياه الصالحة للشرب لتلبية احتياجات لتحديد المياه في منطقة جسر بوجي. لقد قمنا بتحديد أبعاد الأنابيب والخزان، وأجرينا محاكاة لشبكة التوزيع باستعمال برنامج EPANET السرعات و الضغط المقبولة
كما درسنا كيفية ايصال المياه مع أخذ الجوانب التقنية والاقتصادية في الاعتبار، نظراً لترابطهما. وأخيراً، قمنا بتحليل الوسائل لحماية الأنابيب من الظاهرة الانتقالية المعروفة باسم مطرقة المياه

Résumé

Notre mémoire fin d'étude consiste au dimensionnement d'un réseau d'alimentation en eau potable pour satisfaire les besoins en eau de la zone du Pont de Bougie. Nous avons dimensionné les conduites et le réservoir, après on a réalisé une simulation hydraulique du réseau de distribution à l'aide du logiciel EPANET pour déterminer les vitesses et les pressions admissibles.

On a également étudié l'adduction en prenant en compte les aspects techniques et économiques, étant donné leur interconnexion. Enfin, nous avons analysé les moyens de protéger les conduites contre le phénomène transitoire connu sous le nom de "coup de bélier".

Abstract

This project focuses on designing a potable water supply network to meet the water needs of the Pont de Bougie area. We dimensioned the pipes and the reservoir, and then performed a hydraulic simulation of the distribution network using the EPANET software to determine acceptable velocities and pressures.

We also studied the water supply considering both technical and economic aspects due to their interconnection. Finally, we analyzed methods to protect the pipes against transitory phenomenon known as "water hammer."

Liste des planches

Planche 01 : Plan de masse de la zone d'étude.

Planche 02 : Plan d'occupation du sol avec réseau projeté.

Planche 03 : Profile en long de la conduite principale.

Planche 04 : Equipement du réservoir.

Planche 05 : Les accessoires dans un réseau d'alimentation d'eau potable.

Sommaire :

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

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Introduction :	2
I.1. Présentation de la zone d'étude :	2
I.2 Situation géographique :	2
I.3 Situation géologique :	3
I.4 Situation topographique :	3
I.4.1 Relief:	3
I.4.2 Sismicité :.....	3
I.5 Situation climatologique :	4
I.5.1 Température :	4
I.5.2 Pluviométrie :	5
I.5.3 Humidité :	5
I.5.4 Vents :	5
I.6 Etude démographique :	5
I.7 Situation hydraulique :	6
I.7.1 L'adduction :	6
Conclusion :	6

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

Introduction:	7
II.1. Evaluation de la population pour l'horizon de l'année 2054 :	7
II.2. Estimation des besoins en eau potable pour l'horizon d'étude :	7
II.2.1 besoins domestiques :	7
II.2.2 Besoins administratifs :	8
II.2.3 Besoins scolaires :	8
II.2.4 Besoins sanitaires :	8
II.2.5 Besoins socioculturels :	9
II.2.6 Besoins commerciaux :	9
II.2.7 Récapitulation des différents besoins en eau :	9
II.3. Variation de la consommation journalière :	10

II.3.1 Consommation maximale journalière :	10
II.3.2 Consommation minimale journalière :	10
II.4. Variation de la consommation horaire :	11
II.4.1 Consommation maximale horaire :	11
II.4.2 Consommation minimale horaire :	12
II.4.3 Débit moyen horaire :	12
II.4.4 Evaluation de la consommation horaire :	13
II.4.5 Détermination des graphes de consommation :	14
Conclusion :	15

Chapitre III : Les réservoirs

Introduction :	16
III.1. Rôle et fonctions des réservoirs :	16
III.2. Emplacement des réservoirs :	16
III.3. Classification des réservoirs :	17
III.4. Principe de la construction :	17
III.5. Choix de la forme du réservoir :	18
III.5.1 Formes :	18
III.5.2 Hauteur d'eau :	18
III.6. Équipements du réservoir :	18
III.6.1 Conduite d'arrivée ou d'adduction :	18
III.6.2 Conduite de départ ou distribution :	19
III.6.3 Conduite de trop plein :	20
III.6.4 Conduite de vidange :	20
III.6.5 Conduite by-pass :	20
III.6.6 Matérialisation de la réserve d'incendie :	20
III.7. Détermination de la capacité du réservoir :	21
III.7.1 Méthode analytique :	21
III.7.2 Méthode graphique :	22
III.8. Dimensionnement du réservoir :	23
III.8.1 Calcul du diamètre du réservoir :	23
III.8.2 Hauteur de la réserve d'incendie :	23
Conclusion :	23

Chapitre IV : Réseau de distribution

Introduction :	24
IV.1. Classification des réseaux :	24
IV.1.1 Réseau ramifié :	24
IV.1.2 Réseau maillé :	24
IV.1.3 Réseau étagé :	24
IV.2. Conception d'un réseau :	25
IV.3. Principe de tracer d'un réseau maillé :	25
IV.4. Choix du matériau de la conduite :	25
IV.4.1. Tuyau en fonte	25
IV.4.2. Tuyau en acier	25
IV.4.3. Tuyau en PVC (Polychlorure de vinyle non plastifié)	25
IV.4.4. Tuyau en PEHD	26
IV.5. Calcul hydraulique du réseau de distribution :	26
IV.5.1. Détermination des débits :	26
IV.5.1.1. Débit en route :	26
IV.5.1.2. Débit Spécifique :	26
IV.5.1.3. Débit au nœud :	26
IV.5.2. Calcul des débits :	27
IV.5.2.1. Cas de pointe :	27
IV.5.2.2. Cas de pointe+incendie :	29
IV.6. Détermination des diamètres :	30
IV.7. Calcul du réseau maillé :	31
IV.7.1. Méthode de calcul :	31
IV.7.1.1 Loi des nœuds :	31
IV.7.1.2 Loi des mailles :	31
IV.7.2. Simulation par logiciel EPANET :	32
IV.7.3. Résultats de Simulation :	32
IV.7.3.1. Interprétation des Résultats de Simulation :	36
IV.7.3.2. Résultats de Simulation du réseau projeté avec les réducteurs de pression:	36
IV.7.3.3. Interprétation des Résultats de Simulation avec les réducteurs de pression:	41
Conclusion :	41

Chapitre V : L'adduction

Introduction :	42
V.1. Types d'adduction :	42
V.1.1 Adduction gravitaire :	42
V.1.2 Adduction par refoulement :	42
V.1.3 Adduction mixte :	43
V.1.3.1. Adduction mixte refoulement-gravitaire :	43
V.1.3.2. Adduction mixte gravitaire-refoulement :	43
V.2. Choix du tracé :	43
V.3. Choix de type de matériau :	43
V.4. Dimensionnement de la conduite d'adduction :	44
V.4.1 Méthode de calcul :	44
V.4.2 Calcul des pertes de charge :	44
V.4.2.1. Perte de charge linéaire :	44
V.4.2.2. Perte de charge singulière :	45
V.4.2.3. Perte de charge total :	45
V.4.3 Calcul de la HMT :	45
V.4.4 Puissance absorbée par la pompe :	45
V.4.5 Energie consommé par la pompe :	45
V.4.6 Frais d'exploitation :	45
V.4.7 Frais d'investissement :	46
V.4.7.1. Les frais d'amortissement :	46
V.4.8 Le dimensionnement :	47
V.5. Etude de pompage.....	49
V.5.1.Définition.....	49
V.5.2.Choix du type d'installation.....	49
V.5.3 Choix de la pompe.....	49
Conclusion :	51

Chapitre VI :Accessoires et pose de canalisation

Introduction :	52
VI.1. Pose de canalisation :	52
VI.1.1 Principe de pose de canalisation :	52

VI.1.2 pose de canalisation dans un terrain ordinaire :	52
VI.1.3 pose de canalisation dans un mauvais terrain :	53
VI.1.4 pose de canalisation dans galerie :	54
VI.1.5 traversée d'une rivière :	55
VI.2. Les Accessoires :	55
VI.2.1 Les robinets vannes :	55
VI.2.2 Les ventouses :	60
VI.2.3 Les clapets anti retour :	62
VI.2.4 Les vannes de décharge :	63
VI.2.5 Moyens anti-bélier :	63
VI.2.6 By-pass :	63
VI.2.7 Poteaux d'incendie :	64
VI.2.8 Crépines :	64
VI.2.9 Déversoirs trop-plein :	64
VI.2.10 Joints de raccordement :	64
VI.2.11 Appareils de mesure :	65
VI.2.12. Organes de raccordement	66
VI.2.13. Les réducteurs de la pression :	68
Conclusion :	69

Chapitre VII : Protection anti-bélier

Introduction :	70
VII.1. Définitions sur le coup de bélier :	70
VII.2. Les causes principales du coup de bélier :	70
VII.3. Les risques du coup de bélier :	70
VII.3.1 Pression élevée :	70
VII.3.2 Pression négative (dépression) :	70
VII.3.3 Fatigue des conduites :	71
VII.4. Description du phénomène transitoire :	71
VII.5. Moyens de protection contre le coup de bélier :	72
VII.5.1 Le volant d'inertie :	72
VII.5.2. La Soupape de décharge :	72
VII.5.3. Cheminées d'équilibre :	72

VII.5.4. Les réservoirs d'air(anti-bélier) :.....	72
VII.6. Principe de fonctionnement d'un réservoir anti-bélier :	73
VII.7. Calcul du volume du réservoir anti-bélier :	74
VII.7.1. Les caractéristiques de la conduite de refoulement :.....	74
VII.7.2. Calcul de volume d'air :.....	75
Conclusion :.....	76

Chapitre VIII : Organisation du chantier

Introduction :	77
VIII.1. Implantation des traces des tranchées sur le terrain :	77
VIII.1.1 Matérialisation :	77
VIII.1.2. Nivellement de la plate de forme de pose :	77
VIII.1.3. Excavation des tranchées :.....	77
VIII.2. Choix de la section transversale de tranchée :	78
VIII.2.1. Profondeur de la tranchée :.....	78
VIII.2.2. Largeur de la tranchée :	79
VIII.2.3. Choix de la section de la tranchée :.....	79
VIII.3. Choix du coefficient du talus :	79
VIII.4. Choix des engins :.....	79
VIII.4.1. Pour le décapage de la couche de la terre végétale :.....	79
VIII.4.2. Utilisation de niveleuse :	80
VIII.4.3. Pour l'excavation des tranchées :.....	80
VIII.4.4. Pour le remblaiement des tranchées :.....	81
VIII.4.5. Pour le compactage :	82
VIII.5. Calcul des volumes des travaux :	82
VIII.5.1. Volume du décapage de la couche végétale :	82
VIII.5.2. Volume du déblai des tranchées :	82
VIII.5.3. Volume occupé par le lit de sable :	82
VIII.5.4. Volume occupé par les conduites :.....	83
VIII.5.5. Volume du remblai de protection :.....	83
VIII.5.6. Volume excédentaire :.....	83
VIII.6. Calcul des coûts des travaux :	84
Conclusion :.....	85

Conclusion générale :	84
-----------------------------	----

Liste des figures :

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Figure I.1. Image satellitaire de la ville de Tizi-Ouzou.....	2
Figure I.2. Image satellitaire de la zone d'étude par rapport la ville de Tizi-Ouzou.....	3
Figure I.3. Carte de zonage sismique du territoire national.....	4

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

Figure II.1: histogramme de consommation journalière.....	14
Figure II.2 : tracé de la courbe de consommation cumulée.....	14

Chapitre III : Les réservoirs

Figure III.1. Conduite d'adduction.....	19
Figure III.2. Conduite de distribution.....	19
Figure III.3. Matérialisation de la réserve d'incendie.....	21

Chapitre IV : Réseau de distribution

Figure IV.1. Résultat de simulation : cas de pointe (vitesse et pression).....	33
Figure IV.2. Résultat de simulation : cas de pointe+incendie (vitesse et pression).....	35
Figure IV.3. Résultat de simulation avec réducteurs de pression : cas de pointe (vitesse et pression).....	38
Figure IV.4. Résultat de simulation avec réducteurs de pression : cas de pointe + incendie (vitesse et pression).....	40

Chapitre V : L'adduction

Figure V.1. Schéma représentative de l'adduction.....	46
Figure V.2 Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation.....	48
Figure V.3 Simulation de l'adduction	49
Figure V.4 Courbes caractéristiques.....	50

Chapitre VI :Accessoires et pose de canalisation

Figure VI.1. Pose de conduite dans un terrain ordinaire.....	51
Figure VI.2. Pose de conduite dans un mauvais terrain.....	52
Figure VI.3. Pose de canalisation en galerie.....	52

Figure VI.4. Traversée d'une rivière.....	53
Figure VI.5. Robinet vanne à cage méplate.....	54
Figure VI.6. Robinet vanne à cage ovale.....	55
Figure VI.7. Robinet vanne à cage rond.....	56
Figure VI.8. Robinet vanne à opercule.....	57
Figure VI.9. Vanne papillon.....	58
Figure VI.10. Ventouse à deux flotteurs.....	59
Figure VI.11. Ventouse à un seul flotteur.....	59
Figure VI.12. Clapet à double battant.....	60
Figure VI.13. Clapet à simple battant.....	60
Figure VI.14. Clapet à simple battant (à brides).....	61
Figure VI.15. Déviation angulaire.....	65
Figure VI.16. Débitmètres déprimogènes.....	65
Figure VI.17. Manomètre.....	66

Chapitre VII : Protection anti-bélier

Figure VII.1. Schéma représentatif d'un réservoir anti-bélier.....	72
Figure VII.2. Principe de fonctionnement d'un réservoir anti-bélier.....	74

Chapitre VIII : Organisation du chantier

Figure VIII.1. Coupe transversale d'une tranchée.....	78
Figure VIII.2. Bulldozer.....	80
Figure VIII.3. Pelle hydraulique.....	81
Figure VII.4. Chargeur.....	82

Liste des tableaux :

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Tableau I.1. Température maximales, minimales et moyennes mensuelles.....	4
Tableau I.2: Précipitations moyennes mensuelles.....	5
Tableau I.3: Humidité moyenne mensuelle.....	5
Tableau I.4: Vitesse moyenne du vent mensuelle.....	5
Tableau I.5: Evolution de la population de la wilaya de Tizi-Ouzou (1987-2027).....	5
Tableau I.6: Evolution de la population de la commune de Tizi-Ouzou (1987-2027).....	6

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

Tableau II.1. Evaluation de la population des logements.....	7
Tableau II.2. Besoins en eau domestiques.....	8
Tableau II.3. Tableau récapitulatif des besoins administratifs.....	8
Tableau II.4. Tableau récapitulatif des besoins scolaires.....	8
Tableau II.5. Besoins en eau sanitaires.....	9
Tableau II.6. Besoins en eau socioculturels.....	9
Tableau II.7. Besoins en eau commerciaux.....	9
Tableau II.8. Tableau récapitulatif des besoins total en eau.....	9
Tableau II.9. Consommations maximale et minimale journalières pour la zone d'étude.....	11
Tableau II.10. Variation de la valeur de $\beta_{\max}$ par rapport le nombre des habitants.....	11
Tableau II.11. $\beta_{\min}$ en fonction du nombre d'habitants.....	12
Tableau II.12. Consommations maximale et minimale horaires pour la zone d'étude.....	12
Tableau II.13. Variation du débit horaire pour la zone d'étude.....	13

Chapitre III : Les réservoirs

Tableau III.1. Relation entre la capacité et la hauteur d'un réservoir.....	18
Tableau III.2. Calcul de la capacité du réservoir d'alimentation.....	22

Chapitre IV : Réseau de distribution

Tableau IV.1. Récapitulatif des débits de calcul pour ce cas de pointe.....	27
--	----

Tableau IV.2. Calcul des débits aux nœuds : cas de pointe.....	27
Tableau IV.3. Calcul des débits aux nœuds : cas de pointe +incendie.....	29
Tableau IV.4. Caractéristiques des conduites en PEHD PN16.....	30
Tableau IV.5. Cotes piézométriques et pressions dans le réseau projeté (cas de pointe).....	32
Tableau IV.6. Vitesses et pertes de charge dans le réseau projeté (cas de pointe).....	32
Tableau IV.7. Cotes piézométriques et pressions dans le réseau projeté (cas de pte+incendie)...	34
Tableau IV.8. Vitesses et pertes de charge dans le réseau projeté (cas de pointe+incendie).....	34
Tableau IV.9. Caractéristiques des réducteurs de pression.....	36
Tableau IV.10. Cotes piézométriques et pressions dans le réseau projeté avec les réducteurs de pression (cas de pointe).....	36
Tableau IV.11. Vitesses et pertes de charge dans le réseau projeté avec les réducteurs de pression (cas de pointe).....	37
Tableau IV.12. Cotes piézométriques et pressions dans le réseau projeté avec les réducteurs de pression (cas de pointe+incendie).....	39
Tableau IV.13. Vitesses et pertes de charge dans le réseau projeté avec les réducteurs de pression (cas de pointe+incendie).....	39

Chapitre V : L'adduction

Tableau V.1. Calcul des frais d'investissement de la conduite d'adduction.....	47
Tableau V.2. Calcul des frais d'exploitation de la conduite d'adduction.....	47
Tableau V.3. Bilan de la conduite d'adduction.....	44
Tableau V.4. Caractéristiques de la conduite d'adduction.....	48
Tableau V.5. Résultat de simulation de l'adduction	49
Tableau V.6. Débit et HMT de la station de pompage.....	50
Tableau V.7. Variantes pour le choix du type de pompe de la station de pompage.....	50

Chapitre VI :Accessoires et pose de canalisation

Tableau VI.1. Caractéristiques de la vanne à cage méplate.....	54
Tableau VI.2. Caractéristiques de la vanne à cage ovale.....	55
Tableau VI.3. Caractéristiques de la vanne a cage ronde.....	56
Tableau VI.4. Caractéristiques de la vanne à opercule métallique.....	57

Chapitre VIII : Organisation du chantier

Tableau VIII.1. Choix du coefficient du talus.....	77
Tableau VIII.2. Coefficient de foisonnement.....	81
Tableau VIII.3. Calcul des différents volumes.....	81
Tableau VIII.4. Devis quantitatif et estimatif.....	82

Introduction

générale

Introduction générale :

L'eau est sans doute notre ressource naturelle la plus précieuse, jouant un rôle important dans le développement social et économique de chaque pays. En effet, elle est essentielle pour satisfaire divers besoins fondamentaux humains, tels que l'alimentation, l'eau potable, la santé et la production d'énergie.

Cependant, il est important de noter que toutes les eaux présentes dans la nature—qu'elles soient sous forme de rivières, lacs, cours d'eau ou nappes phréatiques—ne sont pas nécessairement propres à la consommation humaine. Même lorsqu'une eau semble claire et pure, elle peut contenir des substances inertes ou des micro-organismes vivants qui peuvent être nuisibles à la santé. Par conséquent, il est impératif que l'eau subisse un traitement approprié pour éliminer les contaminants potentiels avant qu'elle ne soit rendue potable et sûre pour la consommation humaine.

La gestion efficace d'un système d'alimentation en eau potable commence par un dimensionnement adéquat du réseau, afin de répondre aux besoins futurs de l'agglomération. C'est dans ce cadre que s'inscrit le sujet de mon mémoire de fin d'études, portant sur l'étude du système d'alimentation en eau potable de la zone du Pont de Bougie, située dans la wilaya de Tizi Ouzou.

Cette étude examine le système d'alimentation en eau potable à travers plusieurs aspects : la présentation de la zone d'étude, l'évaluation des besoins en eau et les caractéristiques de la consommation, le réservoir et le réseau de distribution, ainsi que l'adduction depuis le barrage Taksebt. Elle aborde également l'installation des canalisations et accessoires, la protection contre le coup de bélier, et l'organisation du chantier.

Chapitre I :

Présentation de la zone d'étude

Introduction :

L'objectif de ce chapitre est de présenter et analyser la situation de la ville de Tizi-Ouzou sous différents angles : géographique, géologique, topographique, climatique, démographique et hydraulique. Ces informations sont essentielles pour mener à bien notre travail lors de l'élaboration de l'étude et la réalisation du projet sur le terrain.

I.1. Présentation de la zone d'étude :

La wilaya de Tizi-Ouzou, située au Nord de l'Algérie, se trouve à environ une centaine de kilomètres à l'Est de la capitale, Alger. Elle est bordée par la mer Méditerranée au Nord, avec une côte de 70 km. À l'Ouest, elle est limitée par la wilaya de Boumerdes, à l'Est par la wilaya de Béjaia, et au Sud par la wilaya de Bouira. Sa superficie totale s'étend sur 295 793 hectares.

D'un point de vue administratif, la wilaya de Tizi-Ouzou est divisée en 21 daïras et 67 communes. Elle détient le record du plus grand nombre de communes en Algérie, selon le découpage administratif établi en 1984.

I.2 Situation géographique :

Les limites de la wilaya de Tizi-Ouzou sont :

- Au nord : la mer méditerranée.
- Au sud : la chaîne cristalline de Djurdjura
- A l'est : le massif de l'Akda Fou
- A l'ouest : des collines et des vallées

La ville de Tizi-Ouzou est le lieu d'aboutissement de 04 routes nationales (RN 12, RN 72, RN 30 et RN 15) et de 05 chemins de wilaya (CW 128, CW 100, CW 147, CW 02 et CW 174) sa superficie est de 10236 hectares.



Figure I.1. Image satellitaire de la ville de Tizi-Ouzou

source : Google Maps



Figure I.2. Image satellitaire de la zone d'étude par rapport la ville de Tizi-Ouzou

source : Google Earth

I.3 Situation géologique :

La commune de Tizi-Ouzou est caractérisée par trois (3) types de formations géologiques :

- Alluvionnaires : sable, gravier et argile au niveau des bords des terrasses qui longent l'Oued de Sebaou.
- Socles kabyles composés de roches magmatiques et métamorphiques.
- Sédimentaires composées essentiellement de marnes imperméables.

I.4 Situation topographique :

La commune de Tizi-Ouzou a pour coordonnées géographiques :

- Latitude: 36° 43' 0" nord
- Longitude: 4° 03' 00" est.

I.4.1 Relief:

La ville de Tizi-Ouzou, caractérisé par 60% de montagnes, 30% de collines et 10% de vallées fait d'elle un point d'articulation entre plaine et montagne du Djurdjura.

I.4.2 Sismicité :

D'après le document technique réglementaire des Règles Parasismiques Algériennes (RPA de 1999/version 2003) le territoire national est divisé en cinq (05) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité qui précise cette répartition par wilaya.

La Figure (I.3) représente les zones sismiques globales des différentes Wilayas.

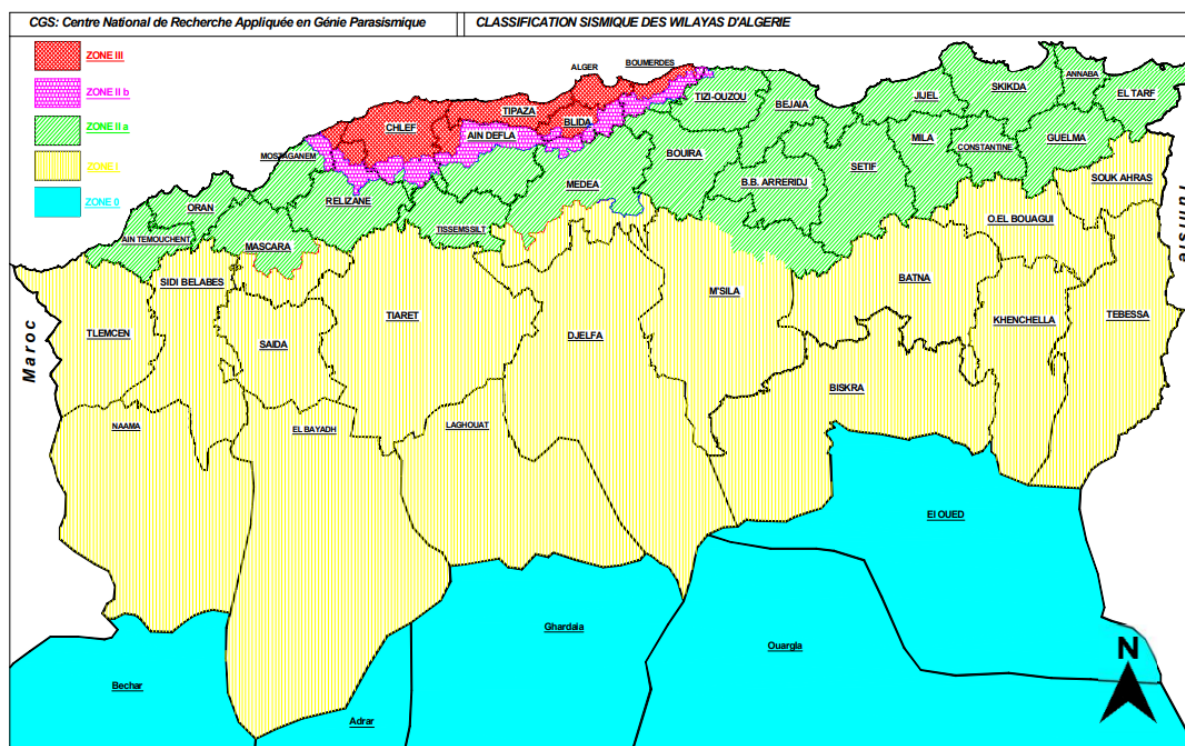


Figure I.3. Carte de zonage sismique du territoire national

(Source : RPA99 V.2003/ APRES ADDENDA)

La région d'étude est située dans la zone sismique (II-a) qui est d'une sismicité moyenne. Donc il faut que la réalisation tienne compte des secousses sismiques en renforçant les points sensibles (les raccords et les joints, la stabilité des canalisations ...etc.)

I.5 Situation climatologique :

Le climat de la zone d'étude est de type méditerranéen, caractérisé par deux saisons opposées, un hiver frais et pluvial suivi d'un été sec et chaud.

On va retenir les paramètres suivants :

I.5.1 Température :

La température est influencée par la topographie du milieu à savoir l'altitude, le relief, la pente. Le tableau (I.1) renseigne sur la température de la ville de Tizi-Ouzou sur une moyenne de 10 ans.

Tableau I.1. Température maximales, minimales et moyennes mensuelles

	Jan	Fév	Mar	Avr	May	Juin	Juil	Aout	Sep	Oct	Nov	Déc
Max	15°C	16°C	18°C	20°C	23°C	27°C	30°C	31°C	28°C	25°C	20°C	16°C
Moy	10°C	10°C	12°C	14°C	18°C	22°C	25°C	26°C	23°C	19°C	14°C	11°C
Min	5°C	6°C	7°C	9°C	12°C	16°C	19°C	20°C	18°C	14°C	10°C	7°C

Source : Weatherspark.com

On remarque que les mois les plus chauds sont Juillet et Aout, leurs températures moyennes sont respectivement 25°C et 26°C. Les mois les plus froids sont Janvier et Février avec une température moyenne de l'ordre de 5°C et 6°C.

La température de notre zone d'étude est une température modérée et saisonnière (climat méditerranéen).

I.5.2 Pluviométrie :

Les précipitations enregistrées au niveau de la wilaya de Tizi-Ouzou sur une moyenne de 10 ans sont représentées dans le tableau (I.2) :

Tableau I.2: Précipitations moyennes mensuelles

Mois	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Sep	Oct	Nov	Déc
Précipitations(mm)	128	104	114	63	46	16	1	6	29	65	134	151

Source : UN FAO climate info tool (période de 2010 à 2020)

On peut constater que les précipitations dans cette région sont irrégulières, avec une période pluvieuse s'étendant du mois d'Octobre jusqu'au mois de Mai. La moyenne est de 71.42 mm.

I.5.3 Humidité :

La Wilaya de Tizi-Ouzou présente un niveau d'humidité relativement élevé tout au long de l'année. Les données moyennes d'humidité enregistrées sur une période de 10 ans sont représentées dans le tableau (I.3) :

Tableau I.3: Humidité moyenne mensuelle

Mois	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Sep	Oct	Nov	Déc
Humidité (%)	73.7	72.4	71.1	69.5	66.7	62.1	57.9	60.9	66	69.9	72.5	74.5

Source : UN FAO climate info tool (période de 2010 à 2020)

I.5.4 Vents :

La vitesse des vents dans la zone est donnée dans le tableau (I.4) :

Tableau I.4: Vitesse moyenne du vent mensuelle

Mois	Jan	Feb	Mar	Apr	May	Jun	Jul	Aug	Sep	Oct	Nov	Dec
Vitesse (m/s)	4.1	4.0	3.7	3.6	3.2	3.1	3.2	3.2	3.2	3.4	3.9	4.1

Source : weatherspark.com (période de 2014 à 2024)

Le vent est généralement une petite brise (3.1 à 4.1 m/s dans l'Échelle de Beaufort).

I.6 Etude démographique :

En 2007, la population totale de la Wilaya de Tizi-Ouzou était de 1 253 146 habitants ; celle de la commune de Tizi-Ouzou comptait 132 087 habitants.

Les tableaux (I.5) et (I.6) illustrent l'évolution de la population aux différents horizons de l'étude:

Tableau I.5: Evolution de la population de la wilaya de Tizi-Ouzou (1987-2027)

Année	1987	1998	2003	2007	2013	2018	2023	2027
Population (hab.)	936948	1106588	1182407	1253146	1370249	1467372	1549711	1601305

Source : BE.SARL BIB (Mission B)

Tableau I.6: Evolution de la population de la commune de Tizi-Ouzou (1987-2027)

Année	1987	1998	2003	2007	2013	2018	2023	2027
Population (hab.)	92412	117259	124657	132087	145987	157753	168138	175286

Source : BE.SARL BIB (Mission B)

I.7 Situation hydraulique :

Le système d'approvisionnement en eau potable (AEP) de Tizi-Ouzou est constitué de trois chaînes d'adduction, chacune alimentée par un champ de captage différent situé dans les alluvions de l'oued Sébaou et également renforcées par les eaux du barrage de Taksebt, ces trois chaînes d'adduction sont les suivantes :

- La chaîne de Boukhalfa, alimentée par le champ captant du même nom
- La chaîne de pont de bougie, alimentée par le champ captant du même nom et renforcé de façon provisoire par les eaux provenant du barrage de Taksebt
- La chaîne d'Oued Aissi, alimentée par le champ captant du même nom et renforcé de façon provisoire par les eaux provenant du barrage de Taksebt

Le réseau de distribution existant ne couvre pas la totalité de notre agglomération et présente de nombreux problèmes à cause de l'extension de la ville et l'âge des conduites. Donc tout le réseau sera abandonné et on doit réaliser un nouveau réseau pour répondre aux besoins de l'agglomération à l'horizon d'étude

I.7.1 L'adduction :

La région d'étude est alimentée à partir de barrage de Taksebt. L'adduction vers la zone démarre d'un pompage jusqu'à une station de reprise qui refoule vers le réservoir d'alimentation situé au point le plus élevé dans la zone avec un Débit $Q = 50 \text{ l/s}$.

Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons essayé de représenter la zone, connaître la topographie, le climat et l'état actuel du système d'alimentation en eau potable. Ces informations représentent les premières données de base pour l'élaboration de notre travail qui est le dimensionnement du réseau d'alimentation en eau potable.

Chapitre II :

Estimation des besoins en eau

Introduction:

L'évaluation des besoins en eau d'une agglomération nécessite l'établissement d'une norme fixe pour chaque catégorie de consommateur. Cette norme unitaire (dotation) est définie comme le rapport entre le débit quotidien et l'unité de consommateur (par exemple un habitant, un élève, un lit, etc.).

Cette estimation des besoins en eau dépend de plusieurs facteurs tels que les activités, les équipements sanitaires et le niveau de vie de la population. De plus, elle varie d'une période à l'autre et de l'agglomération considérée.

Il est également essentiel de connaître la répartition temporelle de ces besoins (journalière et horaire).

II.1. Evaluation de la population pour l'horizon de l'année 2054 :

Tableau II.1. Evaluation de la population des logements :

Nombre du personne/logement	Nombre des logements	Nombre d'habitants total
7	4463	31241

Source : URBAB

Donc le nombre d'habitants de notre zone d'étude est : **31241 habitants**

II.2. Estimation des besoins en eau potable pour l'horizon d'étude :

La quantité d'eau potable à garantir est fonction des différents besoins suivants :

II.2.1 besoins domestiques :

On entend par besoins domestiques, l'utilisation de l'eau pour : la boisson, la préparation des repas, la propreté, le lavage de la vaisselle et du linge, les douches, l'arrosage des jardins familiaux ...etc.

Dans une agglomération donnée, la consommation en eau dépend essentiellement du développement sanitaire et les habitudes de la population. Pour les petites agglomérations la dotation varie de 80 à 100 l/j/hab et de 150 à 200 l/j/hab pour les grandes agglomérations.

Pour notre projet et d'après les informations données par l'organisme de la zone et comme notre agglomération est grande, les besoins seront estimés sur la base de la dotation de 150 l/j/hab.

Pour le calcul des besoins moyens journaliers, en utilise la formule suivante :

$$Q_{\text{moy},j} = N \cdot \text{dot} \cdot \frac{1}{1000} \quad (\text{m}^3/\text{j})$$

$Q_{\text{moy},j}$: débit moyen journalier

Dot : dotation moyenne en (l/j/hab)

N : nombre d'habitants

Les besoins en eau domestique sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.2. Besoins en eau domestiques

Année	Nombre d'habitants	Dotation moyenne (L/j/hab)	Consommation moyenne journalière (m³/j)
2054	31241	150	4686.150

II.2.2 Besoins administratifs :

Les besoins administratifs sont les besoins des établissements de caractère publique, ils sont réunis dans le tableau suivant :

Tableau II.3. Tableau récapitulatif des besoins administratifs

Equipment	Unité	Nombre	Dotation l/j/unité	Q _{moy.j} m³/j
APC	Agent	35	30	1.05
Algérie poste	Agent	40	30	1.2
Protection civil	Agent	60	50	3
Total	/			5.25

Source : URBAB

II.2.3 Besoins scolaires :

Les besoins scolaires représentent la demande en eau des établissements de caractère scolaire comme les écoles et les centres de formation professionnelle (C.F.P.A)

Ces besoins sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau II.4. Tableau récapitulatif des besoins scolaires

Equipment	Nombre	Unité	Nombre d'unité	Dotation l/j/unité	Q _{moy.j} m³/j
Crèche	3	Enfant	350	35	12.25
Ecole Primaire	3	Elève	1320	15	19.8
C.E.M	1	Elève	630	30	18.9
C.F.P.A	1	Unité	1	5000	5
Total		/			55.95

Source : URBAB

II.2.4 Besoins sanitaires :

Les différents besoins sanitaires sont réunis dans le tableau suivant :

Tableau II.5. Besoins en eau sanitaires

Equipment	Unité	Nombre	Dotation l/j/unité	$Q_{\text{moy.j}}$ m^3/j
Polyclinique	Lit	250	50	12.5
Centre de santé	Unité	1	5000	5
Total	/			17.5

Source : URBAB

II.2.5 Besoins socioculturels :

Les besoins socioculturels sont montrés dans le tableau suivant :

Tableau II.6. Besoins en eau socioculturels

Equipment	Unité	Nombre	Dotation l/j/unité	$Q_{\text{moy.j}}$ m^3/j
Mosquée	Fidèle	500	15	7.5
Centre culturel	Unité	1	3000	3
Complexe sportif	m^2	11000	1	11
Total	/			21.5

Source : URBAB

II.2.6 Besoins commerciaux :

Les différents besoins commerciaux sont réunis dans le tableau suivant :

Tableau II.7. Besoins en eau commerciaux

Equipment	Unité	Nombre	Dotation l/j/unité	$Q_{\text{moy.j}}$ m^3/j
Centre commercial	m^2	1900	1	1.9
Grand commerce et bureaux	m^2	48300	0.5	24.15
Bloc multiservice	m^2	6000	2	12
Total	/			38.05

Source : URBAB

II.2.7 Récapitulation des différents besoins en eau :

Les différentes catégories de consommation sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau II.8. Tableau récapitulatif des besoins total en eau

Catégorie des besoins	$Q_{moy.j}$ m^3/j
Domestiques	4686.150
Scolaires	55.95
Administratifs	5.25
Socioculturels	21.5
Sanitaires	17.5
Commerciaux	38.05
Total	4824.4

Donc le débit moyen journalier total de l'agglomération en tenant compte de 15% de fuites est :

$$Q_{moy.j} = 4824.4 * 1.15 = 5548.06 \text{ m}^3/j$$

II.3. Variation de la consommation journalière :

II.3.1 Consommation maximale journalière :

Elle est définie par le **coefficient d'irrégularité journalier maximum** ($K_{max.j}$) peuvent être obtenus par le rapport de la consommation maximale journalière à la consommation moyenne journalière.

$$K_{max.j} = \frac{Q_{max.j}}{Q_{moy.j}}$$

Avec : $K_{max.j} = (1.1 - 1.3)$

Dans notre cas on prend $K_{max.j} = 1.2$

Ce coefficient nous permet de savoir de combien de fois le débit maximum journalier dépasse le débit moyen journalier.

II.3.2 Consommation minimale journalière :

Elle est définie à partir du **coefficient d'irrégularité journalière minimum** ($K_{min.j}$) qui est déterminé comme étant le rapport de la consommation minimale journalière et la consommation moyenne journalière.

$$K_{min.j} = \frac{Q_{min.j}}{Q_{moy.j}}$$

Avec : $K_{\min,j}=(0.7 - 0.9)$

Dans notre cas on prend $K_{\min,j}=0.8$

Il nous indique de combien de fois la consommation minimale journalière est inférieure à la consommation moyenne journalière.

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau II.9. Calcul des consommations maximale et minimale journalières pour la zone d'étude

Zone	$Q_{\text{moy},j}$ m^3/j	$K_{\min,j}$	$Q_{\min,j}$ m^3/j	$K_{\max,j}$	$Q_{\max,j}$ m^3/j
Pont de Bougie	5548.06	0.8	4438.448	1.2	6657.672

II.4. Variation de la consommation horaire :

II.4.1 Consommation maximale horaire :

Elle est représentée par le **coefficient d'irrégularité maximale horaire** ($K_{\max,h}$) qui représente l'augmentation de la consommation horaire pour la journée. Il tient compte de l'accroissement de la population ainsi que du degré de confort et du régime de travail de l'industrie.

D'une manière générale, ce coefficient peut être décomposé en deux autres coefficients : $\alpha_{\max}$ et $\beta_{\max}$; tel que :

$$K_{\max,h} = \alpha_{\max} * \beta_{\max}$$

Avec :

- $\alpha_{\max}$: coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et de régime du travail, varie de 1.2 à 1.4 et dépend du niveau de développement local. Pour notre cas on prend $\alpha_{\max} = 1.3$.

- $\beta_{\max}$: coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population.

Il est déterminé par le tableau suivant :

Tableau II.10. Variation de la valeur de $\beta_{\max}$ par rapport le nombre des habitants

Habitant	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	50000	100000
$\beta_{\max}$	2	1.8	1.6	1.5	1.4	1.3	1.2	1.15	1.13	1.1

Donc pour notre cas on prend $\beta_{\max} = 1.15$; d'où la valeur de $K_{\max,h}$ sera :

$$K_{\max,h} = 1.3 * 1.15 = 1.495 \sim 1.5$$

$$K_{\max,h}=1.5$$

II.4.2 Consommation minimale horaire :

Elle est donnée par le **coefficient d'irrégularité minimale horaire** $K_{\min,h}$ qui permet de déterminer le débit minimum horaire envisageant une sous consommation :

$$K_{\min,h} = \alpha_{\min} * \beta_{\min}$$

Avec :

- $\alpha_{\min}$: coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime de travail, varie de **0.4** à **0.6**. Pour notre cas on prend $\alpha_{\min} = 0.5$.
- $\beta_{\min}$: coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population. Le tableau N° II.11 donne sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Tableau II.1. $\beta_{\min}$ en fonction du nombre d'habitants :

Habitant	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	50000	100000
$\beta_{\min}$	0.1	0.1	0.1	0.2	0.25	0.4	0.5	0.6	0.63	0.7

Donc pour notre cas on prend $\beta_{\min} = 0.6$; d'où la valeur de $K_{\min,h}$ sera :

$$K_{\min,h} = 0.5 * 0.6 = 0.3$$

$$K_{\min,h} = 0.3$$

II.4.3 Débit moyen horaire :

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante :

$$Q_{\text{moy},h} = \frac{Q_{\text{max},j}}{24} \quad (\text{m}^3/\text{h})$$

Avec :

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

$$\text{Donc } Q_{\text{moy},h} = \frac{6657.672}{24}$$

$$Q_{\text{moy},h} = 277.403 \text{ m}^3/\text{h}$$

Tableau II.12. Calcul des consommations maximale et minimale horaires pour la zone d'étude:

Zone	$Q_{\text{moy},h}$ m^3/h	$K_{\min,h}$	$Q_{\min,h}$ m^3/h	$K_{\max,h}$	$Q_{\max,h}$ m^3/h
Pont de Bougie	277.403	0.3	83.2209	1.5	416.105

Dans notre travail nous avons opté pour la détermination du débit de pointe pour la méthode donnant les variations en se rapportant au nombre d'habitants.

II.4.4 Evaluation de la consommation horaire :

Le débit horaire d'une agglomération est variable selon l'importance de cette dernière. La variation des débits horaires d'une journée est représentée en fonction du nombre d'habitants.

Remarque :

Cette variation des débits horaires est exprimée en pourcentage (%) par rapport au débit maximal journalier de l'agglomération.

La variation des débits horaires dans une journée est représentée en fonction du nombre d'habitants dans le tableau (annexe II.1)

Pour notre cas on choisit la répartition dans la colonne qui concerne les (10001a 50000 hab.). (Puisque le nombre d'habitants sera 31239 hab.), dont la répartition est indiquée dans le tableau suivant :

Tableau II.13. Variation du débit horaire pour la zone d'étude

Heures	$Q_{\max.j} = 6657.672 \text{ m}^3/j$		Cumulé m^3/j	
	Agglomération		Cumulé	
	(%)	$Q_{\text{horaire}}(\text{m}^3/h)$	(%)	$Q_{\text{cum}}(\text{m}^3/h)$
0 - 1	1.5	99.87	1.5	99.87
1 - 2	1.5	99.87	3	199.73
2 - 3	1.5	99.87	4.5	299.60
3 - 4	1.5	99.87	6	399.46
4 - 5	2.5	166.44	8.5	565.90
5 - 6	3.5	233.02	12	798.92
6 - 7	4.5	299.60	16.5	1098.52
7 - 8	5.5	366.17	22	1464.69
8 - 9	6.25	416.10	28.25	1880.79
9 - 10	6.25	416.10	34.5	2296.90
10 - 11	6.25	416.10	40.75	2713.00
11 - 12	6.25	416.10	47	3129.11
12 - 13	5	332.88	52	3461.99
13 - 14	5	332.88	57	3794.87
14 - 15	5.5	366.17	62.5	4161.05
15 - 16	6	399.46	68.5	4560.51
16 - 17	6	399.46	74.5	4959.97
17 - 18	5.5	366.17	80	5326.14
18 - 19	5	332.88	85	5659.02
19 - 20	4.5	299.60	89.5	5958.62
20 - 21	4	266.31	93.5	6224.65
21 - 22	3	199.73	96.5	6424.65
22 - 23	2	133.15	98.5	6557.81
23 - 24	1.5	99.87	100	6657.672
Total	100	6657.672	100	6657.672

Après les résultats du tableau on note :

$$Q_{\max.h} = 416.10 \text{ m}^3/\text{h} = 115.583 \text{ l/s}$$

$$Q_{\min.h} = 99.87 \text{ m}^3/\text{h} = 27.74 \text{ l/s}$$

II.4.5 Détermination des graphes de consommation :

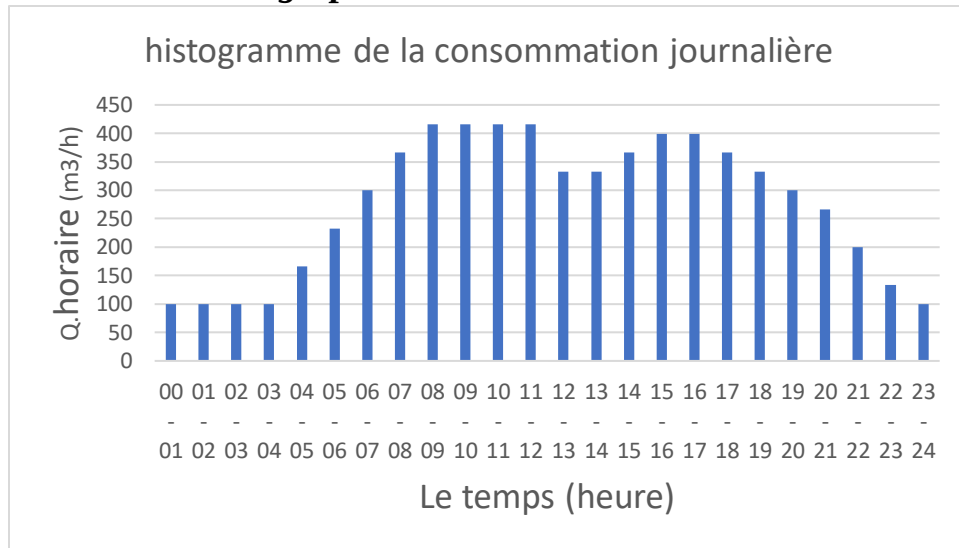


Figure II.1 : histogramme de consommation journalière

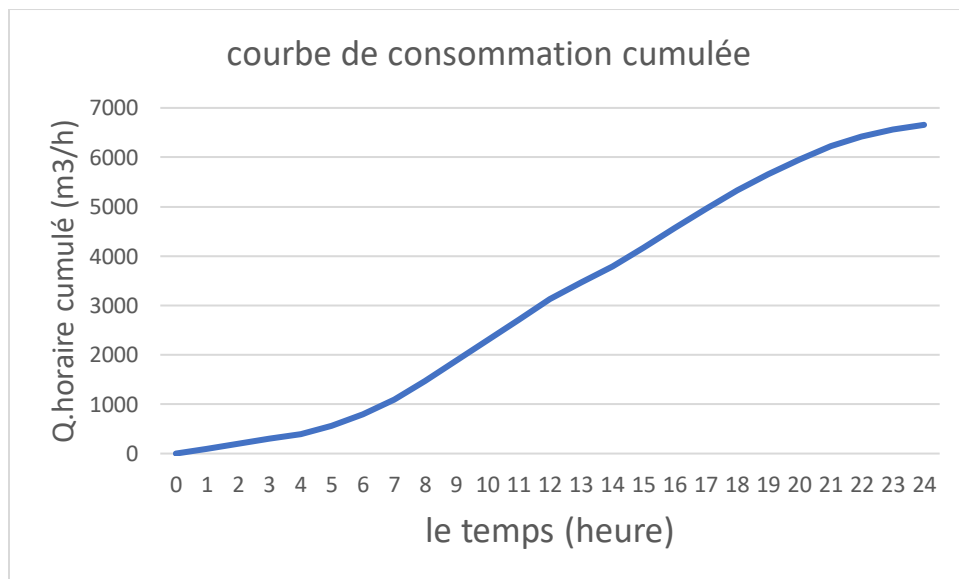


Figure II.2 : tracé de la courbe de consommation cumulée

II.5. Comparaison entre les ressources et les besoins :

Dans le but de connaître si notre débit qui vient à partir le barrage satisfait les besoins calculés ou non, il faut comparer entre les besoins et ce débit disponible, et voir est ce qu'il y a un excès ou un déficit de débit.

Le Débit donner par la station de pompage est de 50 l/s et donc un débit total de 4320 m³/j et que les besoins totaux de la zone sont de 6657.672 m³/j, donc il y a un déficit qui égal à : $D = 6657.672 - 4320 = 2337.672 \text{ m}^3/\text{j}$.

Conclusion :

L'étude des différentes catégories des besoins en eau que nous avons effectuée dans ce chapitre, nous permet de calculer la consommation moyenne journalière qui est de **5548.06 m³/j**.

Nous avons ainsi déterminé les débits journaliers (maximum et minimum) et tracer les courbes de consommation horaires et la courbe intégrale, afin de déterminer tous les débits horaires (moyen, maximum et minimum).

La source de l'alimentation et le barrage Taksebt donc en tout cas, nous affirmons que les besoins de l'agglomération pourront être satisfaits dans l'horizon d'étude prévu.

Chapitre III :

Les réservoirs

Introduction :

Les réservoirs sont des structures hydrotechniques diverses qui nécessitent une étude technique approfondie pour remplir efficacement les fonctions pour lesquelles ils ont été conçus. Ils peuvent jouer plusieurs rôles et avoir plusieurs fonctions.

Le but de ce chapitre est de déterminer le volume de stockage nécessaire.

III.1. Rôle et fonctions des réservoirs :

- ✓ Emmagasinement d'eau pendant les heures creuses de consommation et restitution pendant les heures où la consommation devient importante.
- ✓ Briser la charge dans le cas d'une distribution étagée ou le cas d'une pression élevée
- ✓ Dans le cas où le réseau est étendu longitudinalement, et que de faibles pressions apparaissent aux points éloignés, on peut installer un deuxième réservoir (d'extrémité ou d'équilibre).
- ✓ Assurer la réserve d'incendie.
- ✓ Assurer la continuité de la distribution pendant l'arrêt de la pompe ou problème d'adduction.
- ✓ Coordonner entre deux régimes différents (régime continue de la station de pompage et régime variable des consommateurs).
- ✓ Les réservoirs peuvent aussi jouer le rôle de relais, ils sont appelés dans ce cas réservoirs tampons.
- ✓ Réducteurs des dépenses d'énergie (le cout d'énergie est moins cher au nuit et distribution gravitaire pendant la journée).

III.2. Emplacement des réservoirs :

Le choix de site de réservoir doit être respecté les critères techniques et économiques pour un bon fonctionnement.

Donc, on est amené à prendre en considération les facteurs suivants :

- ✓ Le point le plus bas à alimenter pour tenir compte la pression maximale.
- ✓ Les pertes des charges à partir du réservoir jusqu'au point le plus défavorable de l'agglomération en question.
- ✓ L'altitude du réservoir, plus précisément du radier doit se situer à un niveau supérieur à la plus haute cote piézométrique à desservir.
- ✓ L'emplacement du réservoir doit être choisi de telle façon à pouvoir satisfaire les abonnés de point de vue pression.

III.3. Classification des réservoirs :

La topographie de la région et les conditions hydrauliques de la distribution seront des facteurs très importants dans le choix du type de structure. Selon les conditions de construction, les réservoirs peuvent être :

- Réservoirs enterrés,
- Réservoirs semi-enterrés,
- Réservoirs surélevés, sur tour.

En ce qui concerne la forme, on peut distinguer trois types :

- Circulaire.
- Carré.
- Rectangulaire.

Et quant au matériau de construction, les réservoirs peuvent être fabriqués en :

- Béton (armé, ordinaire ou précontraint).
- Maçonnerie.
- Tôles (généralement pour les capacités réduites).

III.4. Principe de la construction :

Les réservoirs doivent être construits en matériaux durables. L'ensemble des matériaux constituant les réservoirs ne doit ni se désagréger ni communiquer à l'eau des saveurs ou odeurs désagréables. Ils doivent être protégés contre toute pollution d'origine extérieure (pluies, poussière, infiltration des eaux souterraines) et contre les élévations importantes de la température. Ils doivent être aérés pour éviter la contamination de l'eau. Ils doivent être faciles d'accès pour le nettoyage et leur installation doit permettre de vérifier en tout le temps leur étanchéité et les fissurations probablement apparentes.

En effet des dispositions sont prises pour assurer un approvisionnement en eau potable pendant la mise hors service. [1]

III.5. Choix de la forme du réservoir :

III.5.1 Formes :

En générale, les réservoirs sont rectangulaires ou polygonaux (si l'ouvrage doit être adapté à la forme de la parcelle ou aux conditions du terrain). Ces formes permettent une construction statique sans surprises et adaptable, une exécution solide ainsi que des agrandissements ultérieurs sans difficultés majeures.

Des grands réservoirs circulaires peuvent être réalisés en béton précontraint. Dans la plupart des cas, on ne réalise pas d'économies substantielles par rapport aux réservoirs rectangulaires.

Pour notre projet on choisit des réservoirs de forme circulaire où Les avantages sont :

- une bonne stabilité et un moindre risque de fissuration.
- une capacité importante de stockage et bonne brassage.
- facilité du nettoyage et de l'entretien. [1]

III.5.2 Hauteur d'eau :

On détermine essentiellement la hauteur d'eau par les aspects économiques de la construction, La hauteur optimale d'eau utile est située entre 3 et 6m, elle ne devrait pas dépasser 6m.

Les valeurs indicatives suivantes peuvent être prises en considération pour des réservoirs petits et moyens :

Tableau III.1. Relation entre la capacité et la hauteur d'un réservoir

Capacité utile (m ³)	Hauteur d'eau
Jusqu'à 500	3 à 4
1000	4 à 5
5000	5 à 6

III.6. Équipements du réservoir :

Un réservoir d'eau doit être équipé :

- D'une conduite d'arrivée ou d'alimentation ;
- D'une conduite de départ ou de distribution ;
- D'une conduite de vidange ;
- D'une conduite de trop-plein ;
- Du système de matérialisation d'incendie ;
- D'une conduite by-pass.

III.6.1 Conduite d'arrivée ou d'adduction :

L'adduction est faite par refoulement ou un écoulement gravitaire qui tend à remplir le réservoir, la conduite d'arrivée peut avoir plusieurs endroits au niveau du cuve, Il existe différents cas :

- Arrivée par le haut en surverse.
- Arrivée par le haut en conduite noyée.

- Arrivée par le bas ou par le fond.

L'arrivée dans la cuve en siphon noyé (à la partie supérieure de la cuve), ou par le bas placé à l'opposé de la conduite de départ est conseillé pour provoquer un bon brassage de l'eau. Ainsi, le volume d'incendie doit être renouvelable pour éviter toute contamination.

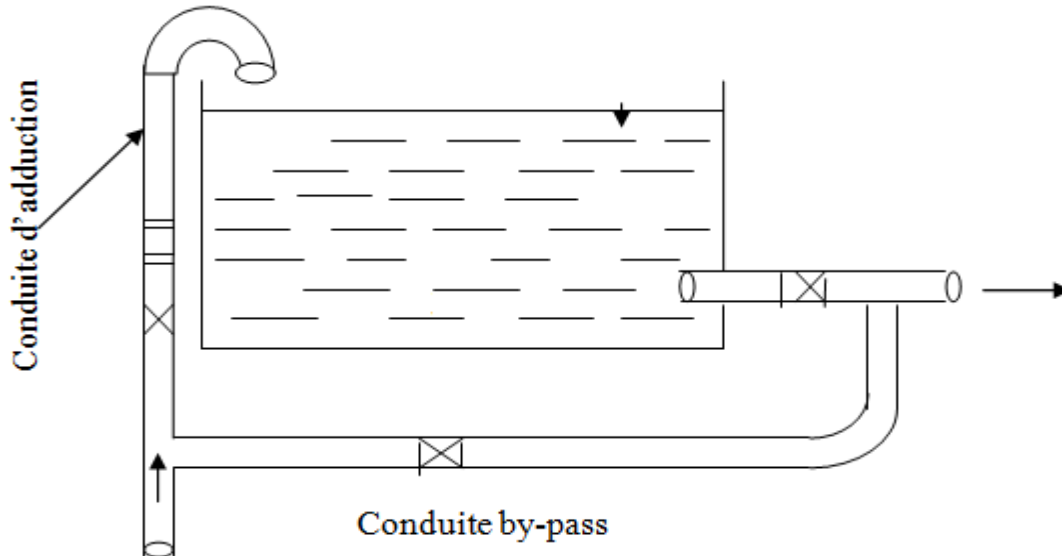


Figure III.1. Conduite d'adduction

III.6.2 Conduite de départ ou distribution :

Cette conduite est placée à l'opposé de la conduite d'arrivée, à une certaine distance au-dessus du radier (15 à 20 cm) pour éviter l'entrée de matières en suspension. L'extrémité est munie d'une crépine courbée à fin d'éviter le phénomène de Vortex (pénétration d'air dans la conduite).

Cette conduite est équipée d'une vanne à survitesse, permettant la fermeture rapide en cas de rupture(cassure) au niveau de cette conduite.

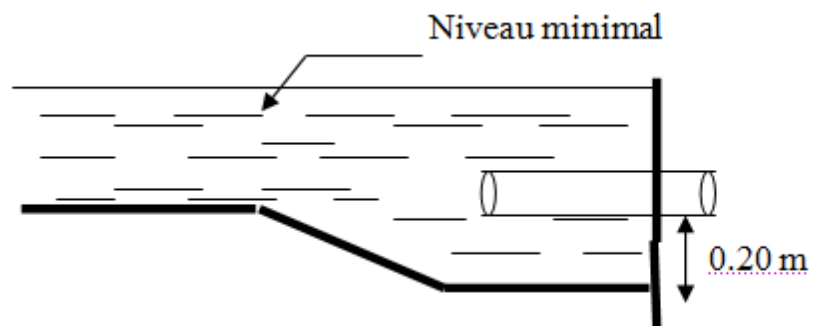


Figure III.2. Conduite de distribution

III.6.3 Conduite de trop plein :

Cette conduite a pour rôle d'évacuer l'excès d'eau arrivant au réservoir sans provoquer de débordement en cas où la pompe ne s'arrête pas.

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

III.6.4 Conduite de vidange :

La conduite de vidange doit partir du point le plus bas du radier, elle permet la vidange du réservoir ou château d'eau en cas de nettoyage ou des réparations, il est nécessaire de prévoir la vidange au moyen d'une conduite généralement raccordée à la conduite de trop plein. Elle est munie d'un robinet vanne qui doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter le dépôt de sable et matières solides qui entraîne une difficulté de manœuvre.

On a intérêt à n'effectuer cette vidange que sur un réservoir préalablement presque vidé en exploitation.

III.6.5 Conduite by-pass :

Cette conduite relie la conduite d'adduction à celle de distribution pour assurer la continuité de la distribution en cas de travaux de maintenance ou dans le cas de vidange du réservoir.

III.6.6 Matérialisation de la réserve d'incendie :

C'est une disposition spéciale qui permet d'interrompre l'écoulement, une fois le niveau de la réserve d'incendie est atteint, pour cela ; nous avons intérêt à équiper notre réservoir d'un système à siphon permettant de transiter l'eau du réservoir tout en préservant un volume destiné pour l'incendie. Cette interdiction sera bien entendu, levée par une manœuvre manuelle, effectué sur place ou à distance en cas d'incendie. Autrement dit, un évier d'un siphon interdit l'utilisation de l'eau au-dessus d'un niveau défini au préalable.

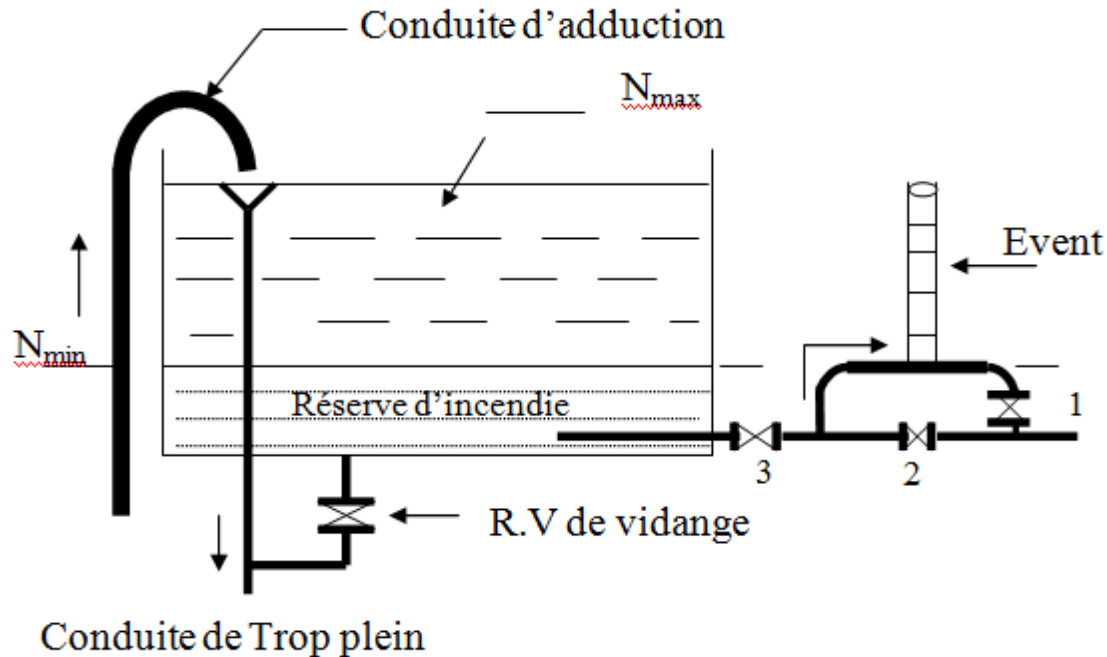


Figure III.3. Matérialisation de la réserve d'incendie

III.7. Détermination de la capacité du réservoir :

La détermination de la capacité du réservoir se base sur la variation de la consommation pour la journée de plus forte consommation et son volume est égale au volume utile majorant avec le volume d'incendie qui est égale à 120 m³.

Pour estimer la capacité d'un réservoir, nous devons procéder :

- Soit à la méthode graphique,
- Soit à la méthode analytique.

III.7.1 Méthode analytique :

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

$$V_r = \frac{a \cdot Q_{maxj}}{100} \quad (m^3)$$

Avec :

V_r : capacité résiduelle (m³),

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

Q_{maxj} : La consommation maximale journalière (m³/j).

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

$$V_T = V_r + V_{inc}$$

V_T : capacité totale du réservoir (m³).

V_{inc} : volume d'incendie estimé à 120 m³

III.7.2 Méthode graphique :

Cette méthode est basée sur le traçage des courbes de la consommation maximale journalière et celle caractérisant l'alimentation gravitaire par le réservoir pendant 24 h ; en additionnant en valeur absolue les écarts de deux extremums de la courbe de consommation par rapport à celle d'apport, on obtiendra le résidu maximal journalier.

Donc:

$$R_{\max} = |V_{+}| + |V_{-}|$$

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

$$V_r = \frac{Q_{\max j} * R_{\max}}{100} \quad (m^3)$$

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

En utilisons la méthode analytique, on calcul la capacité de réservoir d'alimentation de tête de réseau de distribution de la zone.

Pour notre cas les pompes travaillent 20 heures de 04h h à 24h

Tableau III.2. Calcul de la capacité du réservoir d'alimentation :

Heures	consommation d'eau (%)	Refoulement en eau (%)	Arrivée d'eau au réservoir	Départ d'eau du réservoir	Reste dans le réservoir
0--1	1.5	0	-	1.5	8.5
1--2	1.5	0	-	1.5	7
2--3	1.5	0	-	1.5	5.5
3--4	1.5	0	-	1.5	4
4--5	2.5	5	2.5	-	6.5
5--6	3.5	5	1.5	-	8
6--7	4.5	5	0.5	-	8.5
7--8	5.5	5	-	0.5	8
8--9	6.25	5	-	1.25	6.75
9--10	6.25	5	-	1.25	5.5
10--11	6.25	5	-	1.25	4.25
11--12	6.25	5	-	1.25	3
12--13	5	5	0	0	3
13--14	5	5	0	0	3
14--15	5.5	5	-	0.5	2.5
15--16	6	5	-	1	1.5
16--17	6	5	-	1	0.5
17--18	5.5	5	-	0.5	0
18--19	5	5	0	0	0
19--20	4.5	5	0.5	-	0.5
20--21	4	5	1	-	1.5
21--22	3	5	2	-	3.5
22--23	2	5	3	-	6.5
23--24	1.5	5	3.5	-	10

Le volume résiduel est égal à :

$$V_r = \frac{10 \cdot Q_{maxj}}{100} = \frac{10 \cdot 5788.92}{100} = 578.892 \text{ m}^3$$

La capacité totale du réservoir sera :

$$V_T = V_r + V_{inc}$$

$$V_T = 578.892 + 120 = 698.892 \text{ m}^3$$

Il existe déjà 2 réservoirs d'une capacité de $100 + 300 \text{ m}^3$

Donc on projette un troisième réservoir de 300 m^3 , la capacité totale des 3 réservoirs est :

$$100 + 300 + 300 = 700 \text{ m}^3$$

III.8. Dimensionnement du réservoir :

III.8.1 Calcul du diamètre du réservoir :

$H = 3$ à 4 m , on prend $H = 3 \text{ m}$

$$V = S \cdot H \Rightarrow S = V/H \Rightarrow S = \frac{300}{3} = 100 \text{ m}^2$$

Alors: $S = 100 \text{ m}^2$

$$S = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \cdot S}{\pi}} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \cdot 100}{\pi}} = 11.28 \text{ m}$$

On prend $D = 12 \text{ m}$

On recalcule la nouvelle hauteur et surface :

$$S = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \Rightarrow S = 113 \text{ m}^2$$

$$H = V/S \Rightarrow H = 2.65 \text{ m}$$

III.8.2 Hauteur de la réserve d'incendie :

$$H = \frac{V_{inc}}{S} = \frac{120}{113} = 1.1 \text{ m}$$

$$H = 1.2 \text{ m}$$

Conclusion :

On doit projeter un troisième réservoir de capacité de 300 m^3 , La capacité proposée est suffisante pour satisfaire les besoins de notre agglomération, à partir de ces résultats nous pouvons procéder au dimensionnement du réseau de distribution.

Chapitre IV :

Dimensionnement de réseau de distribution

Introduction :

Le réseau de distribution est un moyen de satisfaire les consommateurs d'eau potable à partir de l'eau stockée dans les réservoirs. Après avoir évalué la demande en eau de la zone concernée, on fait choisir le type de réseau le plus adapté à notre région d'étude ainsi que les diamètres de chaque tronçon afin de garantir le débit maximal tout en maintenant une pression équivalente à la pression de service.

Dans ce chapitre, nous allons procéder à une simulation hydraulique à l'aide du logiciel EPANET pour pouvoir le dimensionner le réseau afin d'assurer les pressions et vitesses acceptables. Pour dimensionner les canalisations, nous devons envisager les scénarios les plus défavorables. Les conduites doivent être dimensionnées à partir d débit de pointe avec une pression de service minimale de 8 m. Avant de démarrer la simulation, il est nécessaire de calculer les débits aux différents nœuds et le débit total pour chaque section du réseau.

IV.1. Classification des réseaux :

Il existe trois types des réseaux :

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

IV.1.1 Réseau ramifié :

Le réseau ramifié est caractérisé par sa structure arborescente. Il est composé d'une conduite principale et de conduites secondaires reliées à un réservoir qui met le système sous pression. Bien qu'économique et adapté aux petites agglomérations rurales où les habitants sont dispersés, ce type de réseau présente un risque de fiabilité : une panne sur la conduite principale peut entraîner une interruption de l'approvisionnement en eau pour tous les consommateurs en aval. Ce réseau n'assure aucune distribution du retour.

IV.1.2 Réseau maillé :

Le réseau maillé est constitué avec des tronçons formant des boucles fermées, appelées mailles, permettant une alimentation en retour en cas de panne d'un tronçon. Bien que plus coûteux que le réseau ramifié, le réseau maillé est préférable pour les zones urbaines pour sa fiabilité et sa commodité, et il commence à être adopté dans les agglomérations rurales en complément des réseaux ramifiés.

IV.1.3 Réseau étagé :

Dans le cadre de l'alimentation en eau potable d'une ville avec des variations importantes de niveau, la distribution depuis le réservoir peut entraîner des pressions excessives dans les zones basses du réseau. Pour résoudre ce problème, il est conseillé de diviser la ville en zones de pression indépendantes. Cela peut être réalisé en installant des vannes de réduction de pression pour diminuer la pression de l'eau venant des zones élevées, ou des postes de surpression pour augmenter la pression de l'eau provenant des zones basses.

Dans le cas de notre travail, **le réseau maillé étagé** a été retenu.

IV.2. Conception d'un réseau :

Pour la conception d'un réseau de distribution, il faut prendre en considération les facteurs influents sur notre réseau comme :

- L'emplacement des quartiers
- L'emplacement des grands consommateurs comme les usines...etc
- La topographie

IV.3. Principe de tracer d'un réseau maillé :

Pour tracer le réseau, il y a un certain nombre d'instruction à respecter :

- Tout d'abord, il faut repérer les consommateurs importants (débits concentrés soutirés), pour notre projet on n'a pas de consommateurs importants.
- repérer les quartiers ayant une densité de population importante.
- déterminer l'itinéraire (sens) principal pour assurer la distribution à ces consommateurs.
- suivant ce sens, tracer les conduites principales en parallèle.
- Ces conduites principales doivent être bien réparties pour avoir une bonne distribution d'eau.
- pour alimenter l'intérieur des quartiers, ces conduites principales sont reliées entre elles par des conduites secondaires pour former des boucles (mailles).

IV.4. Choix du matériau de la conduite :

Les paramètres de choix du type de matériau sont la pression supportée par la conduite, l'agressivité de l'eau et du sol, le cout de conduite et leurs accessoires ...etc. ils existent plusieurs types de conduites :

IV.4.1. Tuyau en fonte

Le tuyau en fonte présente plusieurs avantages comme la bonne résistance à la sollicitation, la rigidité, la solidité, facilité de pose, ainsi que la bonne résistance à la corrosion. Mais il est lourd, cher, et il a une mauvaise résistance au cisaillement.

IV.4.2. Tuyau en acier

Le tuyau en acier est plus léger que le tuyau en fonte, il résiste au contrainte au choc et a l'écrasement,
L'inconvénient major de ce tuyau est la corrosion

IV.4.3. Tuyau en PVC (Polychlorure de vinyle non plastifié)

Les avantages du tuyau en PVC sont :

- Bonne résistance a la corrosion.
- Disponibilité sur le marché
- Facilité de pose.

L'inconvénient du tuyau en pvc est le risque de rupture.

IV.4.4. Tuyau en PEHD

Ce type de tuyau présente plusieurs avantages :

- Bonne résistance à la corrosion interne et externe.
- Disponible sur le marché
- Souplesse à l'utilisation.
- Légèreté et facilité d'utilisation.
- Facilité du transport et de stockage.
- Durée de vie plus de 50 ans.
- Bonne caractéristique hydraulique.

Leur seul inconvénient est la nécessité de technicité de la jonction. Pour ces avantages on utilise des conduits de type PEHD

IV.5. Calcul hydraulique du réseau de distribution :

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

- ❖ Cas de pointe.
- ❖ Cas de pointe plus incendie.
- On détermine la longueur de chaque tronçon du réseau maillé ;
- On calcule le débit en route pendant l'heure de pointe;
- On détermine le débit spécifique en considérant le débit en route.

IV.5.1. Détermination des débits :**IV.5.1.1. Débit en route :**

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

$$Q_r = Q_{cons} - \sum Q_{conc} \text{ (l/s)}$$

Avec :

$\sum Q_r$ = le débit en route

Q_{cons} = le débit consommé ou débit max horaire

$\sum Q_{conc}$: Somme des débits concentrés

IV.5.1.2. Débit Spécifique :

Le débit spécifique est le rapport du débit route sur la longueur totale des canalisations du réseau, Ce débit est reparti uniformément le long d'un réseau, il est déduit avec la relation Suivante :

$$Q_{sp} = \frac{\sum Q_r}{\sum L_i} \text{ (l/s)}$$

Avec :

Q_{sp} : débit spécifique (l/s/m)

$\sum L_i$: somme des longueurs des tronçons du réseau (m)

IV.5.1.3. Débit au nœud :

Le débit en un nœud, qui représente le débit concentré à chaque point de jonction des conduites du réseau, sera calculé après la détermination des débits en route pour chaque tronçon. Il doit être établi en utilisant la relation suivante :

$$Q_{n,i} = 0.5 \sum Q_{ri-k} + \sum Q_{conc} \text{ (l/s)}$$

Avec :

$Q_{n,i}$: débit au nœud (i).

$\sum Q_{ri-k}$: somme des débits route des tronçons reliés au nœud (i).

$\sum Q_{conc}$: somme des débits concentrés au nœud i (pour notre projet on n'a pas du débit concentré : $Q_{conc} = 0$)

NB : Le dimensionnement de réseau de distribution se fait en deux cas : cas de pointe et cas de pointe +incendie

IV.5.2. Calcul des débits :

IV.5.2.1. Cas de pointe :

Le cas de pointe est détecté à partir du graphique de consommation entre 8 heures et 12 heures
Nous avons :

$$Q_{cons}=Q_{max,h}=416.1 \text{ m}^3/h = 115.583 \text{ l/s et } Q_{cons}=0 \text{ l/s}$$

$$\text{Donc } Q_{route}=Q_{cons}=115.583 \text{ l/s}$$

$$\sum L_i = 9284 \text{ m Donc } q_{sp} = \frac{115.583}{9284} = 0.01245 \text{ l/s/ml}$$

Les résultats de calcul sont établis dans le tableau suivant :

Tableau IV.1. Récapitulatif des débits de calcul pour ce cas de pointe.

Période de pointe (08 heures à 12heures)	$Q_{cons} \text{ (l/s)}$	115.583
	$Q_{route} \text{ (l/s)}$	115.583
	$\sum L_i \text{ (m)}$	9284
	$Q_{sp} \text{ (l/s/ml)}$	0.01245

NB : Ces données nous permettent de calculer le débit route de chaque tronçon ainsi que le débit du chaque nœud du réseau.

Tableau IV.2. calcul des débits aux nœuds : cas de pointe .

Noeud	Tronçon	Longueur(m)	$q_{sp} \text{ (l/s/ml)}$	$Q_{tr} \text{ (l/s)}$	$0,5 \sum Q_{tr} \text{ (l/s)}$	$Q_n \text{ (l/s)}$
1	01-02	159	0.012449698	1.980	8.936	8.936
	01-04	844.3		10.511		
	01-15	432.2		5.381		
2	02-01	159		1.980	2.789	2.789
	02-03	104.1		1.296		
	02-16	184.9		2.302		
3	03-02	104.1		1.296	9.032	9.032
	03-04	497.9		6.199		
	03-05	273.9		3.410		
	03-08	575		7.159		
4	04-01	844.3		10.511	11.798	11.798
	04-03	497.9		6.199		
	04-07	553.1		6.886		
5	05-03	273.9		3.410	4.158	4.158
	05-06	276.5		3.442		
	05-09	117.6		1.464		

Tableau IV.2. calcul des débits aux nœuds : cas de pointe . (Suite)

6	06-05	276.5	0.012449698	3.442	4.999	4.999
	06-07	224		2.789		
	06-11	302.5		3.766		
7	07-04	553.1		6.886	7.449	7.449
	07-06	224		2.789		
	07-11	419.6		5.224		
8	08-03	575		7.159	8.855	8.855
	08-09	353		4.395		
	08-15	278.2		3.464		
	08-17	216.3		2.693		
9	09-05	117.6		1.464	5.311	5.311
	09-08	353		4.395		
	09-10	382.6		4.763		
10	10-09	382.6		4.763	9.417	9.417
	10-11	367.5		4.575		
	10-13	762.7		9.495		
11	11-06	302.5		3.766	6.783	6.783
	11-07	419.6		5.224		
	11-10	367.5		4.575		
12	12-13	711.3		8.855	6.568	6.568
	12-14	153.7		1.914		
	12-18	190.1		2.367		
13	13-10	762.7		9.495	10.321	10.321
	13-12	711.3		8.855		
	13-14	184.1		2.292		
14	14-12	153.7		1.914	2.933	2.933
	14-13	184.1		2.292		
	14-17	133.3		1.660		
15	15-01	432.2		5.381	6.029	6.029
	15-08	278.2		3.464		
	15-18	258.2		3.215		
16	16-02	184.9		2.302	1.151	1.151
17	17-08	216.3		2.693	4.220	4.220
	17-14	133.3		1.660		
	17-18	328.4		4.088		
18	18-12	190.1		2.367	4.835	4.835
	18-15	258.2		3.215		
	18-17	328.4		4.088		

IV.5.2.2. Cas de pointe+incendie :

Dans ce cas le calcul se fait de la même manière que le cas précédent mais seulement on doit s'assurer que le débit d'incendie donné par le réservoir (17l/s) se trouve au point le plus défavorable qui est le nœud N°14.

Et le débit véhiculé dans le réseau sera égale au débit de pointe+débit d'incendie

$Q_{\text{maxh+inc}} = 115.583 + 17 = 132.583$ l/s débit nodal au point défavorable sera :

$Q_{n12} = 6.568 + 17 = 23.568$ l/s

Tableau IV.3. Calcul des débits aux nœuds : cas de pointe +incendie.

Noeud	Tronçon	Longueur(m)	$q_{sp}(l/s/ml)$	Qtr(l/s)	$0,5 \sum Qtr (l/s)$	$Q_n(l/s)$
1	01-02	159	0.012449698	1.980	8.936	8.936
	01-04	844.3		10.511		
	01-15	432.2		5.381		
2	02-01	159		1.980	2.789	2.789
	02-03	104.1		1.296		
	02-16	184.9		2.302		
3	03-02	104.1		1.296	9.032	9.032
	03-04	497.9		6.199		
	03-05	273.9		3.410		
	03-08	575		7.159		
4	04-01	844.3		10.511	11.798	11.798
	04-03	497.9		6.199		
	04-07	553.1		6.886		
5	05-03	273.9		3.410	4.158	4.158
	05-06	276.5		3.442		
	05-09	117.6		1.464		
6	06-05	276.5		3.442	4.999	4.999
	06-07	224		2.789		
	06-11	302.5		3.766		
7	07-04	553.1		6.886	7.449	7.449
	07-06	224		2.789		
	07-11	419.6		5.224		
8	08-03	575		7.159	8.855	8.855
	08-09	353		4.395		
	08-15	278.2		3.464		
	08-17	216.3		2.693		
9	09-05	117.6		1.464	5.311	5.311
	09-08	353		4.395		
	09-10	382.6		4.763		
10	10-09	382.6		4.763	9.417	9.417
	10-11	367.5		4.575		
	10-13	762.7		9.495		

Tableau IV.3. Calcul des débits aux nœuds : cas de pointe +incendie. (Suite)						
11	11-06	302.5	0.012449698	3.766	6.783	6.783
	11-07	419.6		5.224		
	11-10	367.5		4.575		
12	12-13	711.3		8.855	6.568	23.568
	12-14	153.7		1.914		
	12-18	190.1		2.367		
13	13-10	762.7		9.495	10.321	10.321
	13-12	711.3		8.855		
	13-14	184.1		2.292		
14	14-12	153.7		1.914	2.933	2.933
	14-13	184.1		2.292		
	14-17	133.3		1.660		
15	15-01	432.2		5.381	6.029	6.029
	15-08	278.2		3.464		
	15-18	258.2		3.215		
16	16-02	184.9		2.302	1.151	1.151
17	17-08	216.3		2.693	4.220	4.220
	17-14	133.3		1.660		
	17-18	328.4		4.088		
18	18-12	190.1		2.367	4.835	4.835
	18-15	258.2		3.215		
	18-17	328.4		4.088		

IV.6. Détermination des diamètres :

Pour les conduites en PEHD, le diamètre normalisé au niveau fournis par les producteurs est un diamètre extérieur, alors que le dimensionnement du réseau se fait par le diamètre intérieur, et respectant les normes techniques interministérielle qui impose la pression nominale de 16 bars pour les réseaux de distribution d'eau potable, cette instruction engendrera une différence assez remarquable entre le diamètre intérieur et le diamètre extérieur ce qui résume (l'épaisseur de la conduite).

Le tableau suivant nous donne les différents diamètres des conduites en PEHD PN 16 avec les épaisseurs, les diamètres intérieurs et extérieurs.

Tableau IV.4. Caractéristiques des conduites en PEHD PN16 :

Dext (mm)	Dint(mm)	ep(mm)	surface (m)	Q (m ³ /s)		Q (l/s)	
				v=0.5	v=1.5	v=0.5	v=1.5
20	/	/	/	/	/	/	/
25	/	/	/	/	/	/	/
32	24.8	3.6	0.0005	0.0002	0.0007	0.241	0.724
40	31	4.5	0.0008	0.0004	0.0011	0.377	1.132
50	38.8	5.6	0.0012	0.0006	0.0018	0.591	1.773
63	48.8	7.1	0.0019	0.0009	0.0028	0.935	2.804
75	58.2	8.4	0.0027	0.0013	0.0040	1.329	3.988
90	73.6	8.2	0.0043	0.0021	0.0064	2.126	6.378
110	90	10	0.0064	0.0032	0.0095	3.179	9.538
125	102.2	11.4	0.0082	0.0041	0.0123	4.100	12.299
160	130.8	14.6	0.0134	0.0067	0.0201	6.715	20.145
200	163.6	18.2	0.0210	0.0105	0.0315	10.505	31.516
250	204.6	22.7	0.0329	0.0164	0.0493	16.431	49.292
315	257.8	28.6	0.0522	0.0261	0.0783	26.086	78.258
400	327.4	36.3	0.0841	0.0421	0.1262	42.072	126.217
500	409.2	45.4	0.1314	0.0657	0.1972	65.722	197.166
630	515.6	57.2	0.2087	0.1043	0.3130	104.344	313.031

IV.7. Calcul du réseau maillé :

IV.7.1. Méthode de calcul :

Le calcul d'un réseau maillé est fait par approximations successives, selon la méthode de HARDY-CROSS effectuée par le logiciel de simulation EPANET, il utilise l'algorithme HARDY-CROSS pour déterminer la valeur et le sens du débit réel circulant dans les conduites. Basé sur les deux lois suivantes :

IV.7.1.1 Loi des nœuds :

Dans un nœud quelconque de la conduite, la somme des débits qui arrive à ce nœud est égale à la somme des débits qui sortent.

IV.7.1.2 Loi des mailles :

Le long d'un parcours orienté et fermé, la somme algébrique des pertes de charges est nulle. Cette loi est appliquée au contour fermé où l'orientation positive est donnée par le sens du déplacement des aiguilles d'une montre.

IV.7.2. Simulation par logiciel EPANET :

EPANET est un logiciel de simulation pour les réseaux sous pression. Il se base sur les débits aux nœuds et les caractéristiques géométriques du réseau pour calculer les débits, les vitesses dans chaque tronçon, ainsi que la pression à chaque nœud. Pour calculer la perte de charge, trois formules sont utilisées :

- ✓ La formule de Hazen-Williams
- ✓ La formule de Darcy-Weisbach
- ✓ La formule de Chezy-Manning

Dans notre projet, nous avons opté pour la formule de Darcy-Weisbach et effectué plusieurs simulations pour respecter les normes concernant les vitesses et les pressions.

IV.7.3. Résultats de Simulation :

Les tableaux suivants montrent les résultats de la simulation hydraulique du réseau en cas de pointe et en cas de pointe +incendie.

a) Cas de pointe :

a. État des nœuds du réseau :

Tableau IV.5. Cotes piézométriques et pressions dans le réseau projeté (cas de pointe):

Noeud	Cote du terrain (m)	Débit nodal (l/s)	Cote piézométrique (m)	Pression (mce)
N01	249.08	8.94	259.92	7.84
N02	215.02	2.79	256.99	38.97
N03	199.10	9.03	255.38	53.29
N04	184.15	11.8	255.25	68.10
N05	151.44	4.16	252.14	97.71
N06	135.28	5	244.06	105.78
N07	107.75	7.45	246.42	135.67
N08	167.15	8.85	253.24	83.09
N09	125.91	5.31	247.54	118.63
N10	81.18	9.42	237.81	153.63
N11	83.70	6.78	230.99	144.29
N12	177.21	6.57	250.06	69.85
N13	95.02	10.32	242.25	144.24
N14	141.37	2.93	246.71	102.34
N15	225.57	6.03	257.12	28.55
N16	220.88	1.15	255.23	31.35
N17	134.29	4.22	248.82	111.53
N18	209.74	4.83	254.41	41.67
Réservoir Réq	253.00	-115.58	257	4

b. État des tronçons du réseau :

Tableau IV.6. Vitesses et pertes de charge dans le réseau projeté (cas de pointe):

Tronçon	Longueur (m)	Diamètre intérieur (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Perte de charge (m)
T9-10	382.6	90	10.22	1.61	9.73
T10-13	762.7	48.8	0.87	0.47	4.45
T3-5	273.9	130.8	18.18	1.35	3.24
T8-9	353	90	7.96	1.25	5.69
T13-14	184.1	90	9.95	1.56	4.46
T1-15	432.2	204.6	42.95	1.31	2.80
T12-14	153.7	48.8	1.83	0.98	3.35
T4-7	553.1	102.2	11.11	1.35	8.83
T5-9	117.6	73.6	7.57	1.78	4.60
T1-4	844.3	163.6	21.76	1.04	4.68
T12-13	711.3	48.8	1.25	0.67	7.80
T8-15	278.2	130.8	19.89	1.48	3.88
T3-8	575	130.8	9.64	0.72	2.14
T3-4	497.9	102.2	1.15	0.14	0.14
T2-16	184.9	48.8	1.15	0.61	1.76
T17-18	328.4	58.2	2.56	0.96	5.59
T14-17	133.3	102.2	11.05	1.35	2.11
T8-17	216.3	102.2	12.71	1.55	4.42
T15-18	258.2	130.8	17.03	1.27	2.71
T12-18	190.1	90	9.64	1.52	4.35
T2-3	104.1	163.6	37.99	1.81	1.60
T1-2	159	163.6	41.93	1.99	2.94
T6-11	302.5	48.8	2.67	1.43	13.07
T7-11	419.6	48.8	2.44	1.31	15.42
T10-11	367.5	48.8	1.67	0.89	6.82
T5-6	276.5	73.6	6.45	1.52	8.08
T6-7	224	48.8	1.22	0.65	2.36
Trés-1	18.92	327.4	115.58	1.37	0.08

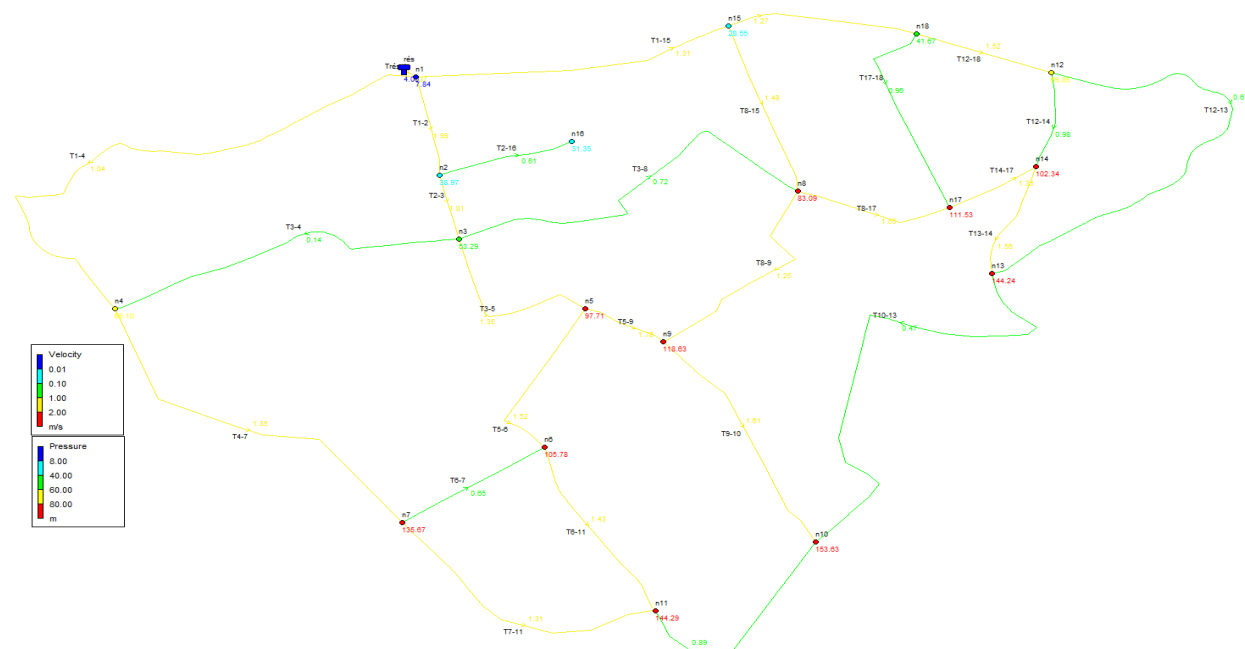


Figure IV.1. Résultat de simulation : cas de pointe (vitesse et pression)

b) Cas de pointe + incendie :

a. État des nœuds du réseau :

Tableau IV.7. Cotes piézométriques et pressions dans le réseau projeté (cas de pointe+incendie):

Noeud	Cote de terrain (m)	Débit (l/s)	Cote piézométrique (m)	Pression (mce)
N01	249.08	8.94	256.9	7.82
N02	215.02	2.79	253.28	38.26
n03	199.10	9.03	251.26	52.17
N04	184.15	11.8	251.52	67.37
N05	151.44	4.16	247.5	96.06
N06	135.28	5	239.3	104.02
N07	107.75	7.45	242.19	134.44
N08	167.15	8.85	246.76	79.61
N09	125.91	5.31	241.1	115.18
N10	81.18	9.42	228.63	147.45
N11	83.70	6.78	224.42	140.72
N12	177.21	6.57	241.09	63.89
N13	95.02	10.32	223.01	127.99
N14	141.37	19.93	225.56	84.19
N15	225.57	6.03	252.75	27.17
N16	220.88	1.15	251.52	30.64
N17	134.29	4.22	233.7	99.41
N18	209.74	4.83	248.41	38.67
Réservoir Rq	253	-132.58	257	4

b. État des tronçons du réseau :

Tableau IV.8. Vitesses et pertes de charge dans le réseau projeté (cas de pointe + incendie):

Tronçon	Longueur (m)	Diamètre intérieur (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Perte de charge (m)
T3-4	497.9	90	-0.23	0.12	0.26
T10-13	762.7	48.8	-1	0.53	5.63
T3-5	273.9	130.8	-19.72	1.47	3.76
T8-9	353	90	7.94	1.25	5.67
T13-14	184.1	90	-7.33	1.15	2.56
T1-15	432.2	204.6	53.2	1.62	4.15
T12-14	153.7	48.8	-4.25	2.27	15.53
T4-7	553.1	102.2	11.45	1.4	9.34
T5-9	117.6	73.6	-9.06	2.13	6.41
T1-4	844.3	163.6	-23.49	1.12	5.38
T12-13	711.3	48.8	1.99	1.06	18.09
T8-15	278.2	130.8	25.17	1.87	5.98
T3-8	575	130.8	-14.5	1.08	4.50
T9-10	382.6	90	11.69	1.84	12.47
T2-16	184.9	48.8	1.15	0.61	1.76
T17-18	328.4	58.2	-4.36	1.64	14.71
T14-17	133.3	102.2	-23.02	2.81	8.14
T8-17	216.3	102.2	-22.88	2.79	13.06
T15-18	258.2	130.8	22	1.64	4.33
T12-18	190.1	90	12.81	2.01	7.32
T2-3	104.1	163.6	-43.02	2.05	2.02
T1-2	159	163.6	-46.96	2.23	3.62
T6-11	302.5	48.8	2.87	1.53	14.88
T7-11	419.6	48.8	2.64	1.41	17.77
T10-11	367.5	48.8	-1.28	0.68	4.21
T5-6	276.5	73.6	6.5	1.53	8.20
T6-7	224	48.8	-1.36	0.73	2.89
Trés-1	18.92	327.4	-132.58	1.57	0.10

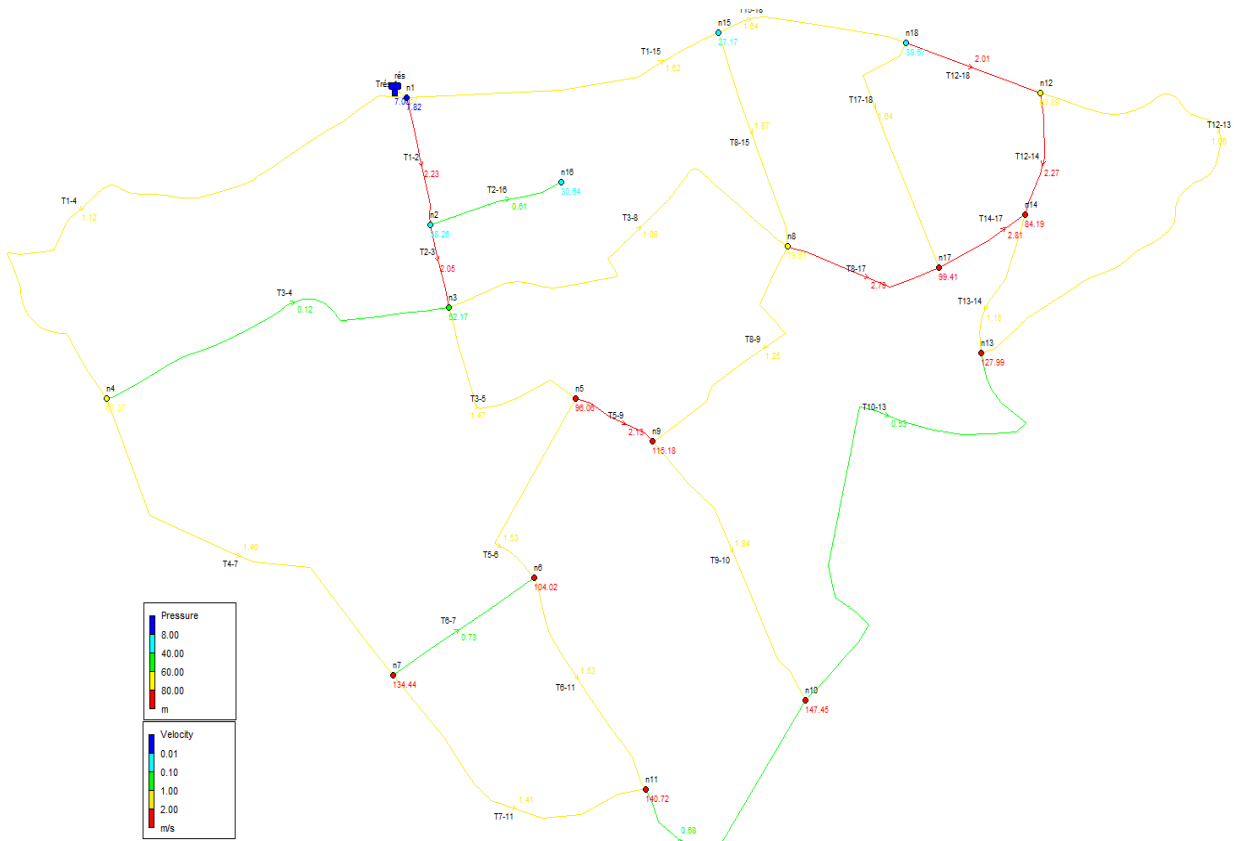


Figure IV.2. Résultat de simulation : cas de pointe+incendie (vitesse et pression)

IV.7.3.1. Interprétation des Résultats de Simulation :

- Les pressions en rouge indiquées dans les tableaux « l'état des nœuds » sont des pressions qui dépassent la pression maximale de 80 mètres de colonne d'eau (mce).
- La majorité des vitesses sont acceptables variés entre 0.3 et 2 m/s
- On va essayer de régler les problèmes de pression en ajoutant des réducteurs de pression dans les nœuds 5, 7, 10, 17.

IV.7.3.2. Résultats de Simulation du réseau projeté avec les réducteurs de pression:

Le tableau suivant représente les caractéristiques des réducteurs de pression

Tableau IV.9. Caractéristiques des réducteurs de pression

Vanne	Diamètre (mm)	Nœud	Tronçon
1	200	5	3-5
2	200	7	4-7
3	100	10	9-10
4	100	17	17-18
5	100	17	8-17

Le tableau (IV.10), tableau (IV.11), tableau (IV.12) et le tableau (IV.13) montrent les résultats de la simulation hydraulique du réseau est avec l'utilisation des réducteurs de pression en cas de pointe et le cas de pointe +incendie.

a) Cas de pointe :

a. État des nœuds du réseau :

Tableau IV.10. Cotes piézométriques et pressions dans le réseau projeté avec les réducteurs de pression (cas de pointe):

Noeud	Cote du terrain (m)	Débit nodal (l/s)	Cote piézométrique (m)	Pression (mce)
N01	249.08	8.94	256.92	7.84
N02	215.02	2.79	256.52	41.5
N03	199.10	9.03	255.95	56.85
N04	184.15	11.8	251.28	67.13
N05	151.44	4.16	206.75	38.07
N06	135.28	5	201.33	47.90
N07	107.75	7.45	183.98	43.87
N08	167.15	8.85	245.91	66.71
N09	125.91	5.31	206.15	64.58
N10	81.18	9.42	156.96	60.97
N11	83.70	6.78	163.52	59.86
N12	177.21	6.57	218.41	41.20
N13	95.02	10.32	169.18	51.98
N14	141.37	2.93	211.62	57.84
N15	225.57	6.03	250.43	24.86
N16	220.88	1.15	254.77	33.89
N17	134.29	4.22	213.88	64.29
N18	209.74	4.83	246.05	36.31
Réservoir Réq	253.00	-115.58	257	4

b. État des tronçons du réseau :

Tableau IV.11. Vitesses et pertes de charge dans le réseau projeté avec les réducteurs de pression (cas de pointe):

Tronçon	Longueur	Diamètre intérieur (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Perte de charge (m)
T3-4	497.9	73.6	3.78	0.83	4.67
T10-13	762.7	48.8	0.96	0.51	5.22
T3-5	273.9	102.2	5.29	0.56	0.8

T8-9	353	102.2	37.17	1.91	12.78
T13-14	184.1	90	7.15	1.12	2.44
T1-15	432.2	204.6	67.7	1.96	6.48
T12-14	153.7	73.6	8.49	1.92	6.78
T4-7	553.1	102.2	5.28	0.64	2.3
T5-9	117.6	130.8	24.56	1.85	2.49
T1-4	844.3	130.8	13.3	0.99	5.65
T12-13	711.3	73.6	4.12	0.97	9.23
T8-15	278.2	130.8	21.62	1.61	4.52
T3-8	575	102.2	14.18	1.49	10.03
T9-10	382.6	90	7.3	1.15	5.27
T2-16	184.9	48.8	1.15	0.61	1.76
T17-18	328.4	102.2	16.03	1.69	7.17
T14-17	133.3	48.8	1.59	0.85	2.26
T8-17	216.3	102.2	10.22	1.25	2.97
T15-18	258.2	163.6	40.05	1.91	4.38
T12-18	190.1	73.6	19.19	1.82	14.75
T2-3	104.1	163.6	21.71	1.03	0.57
T1-2	159	204.6	25.65	0.78	0.4
T6-11	302.5	73.6	6.44	1.51	8.81
T7-11	419.6	48.8	1.51	0.8	6.46
T10-11	367.5	48.8	1.16	0.62	3.56
T5-6	276.5	102.2	15.11	1.59	5.42
T6-7	224	48.8	3.67	1.96	17.35
Très-1	18.92	327.4	115.58	1.37	0.08
Vanne 1	/	100	1.51	0.2	60
Vanne 2	/	100	6.44	0.82	60
Vanne 3	/	200	5.28	0.2	55
Vanne 4	/	100	16.03	2.05	25
Vanne 5	/	100	10.22	1.3	35

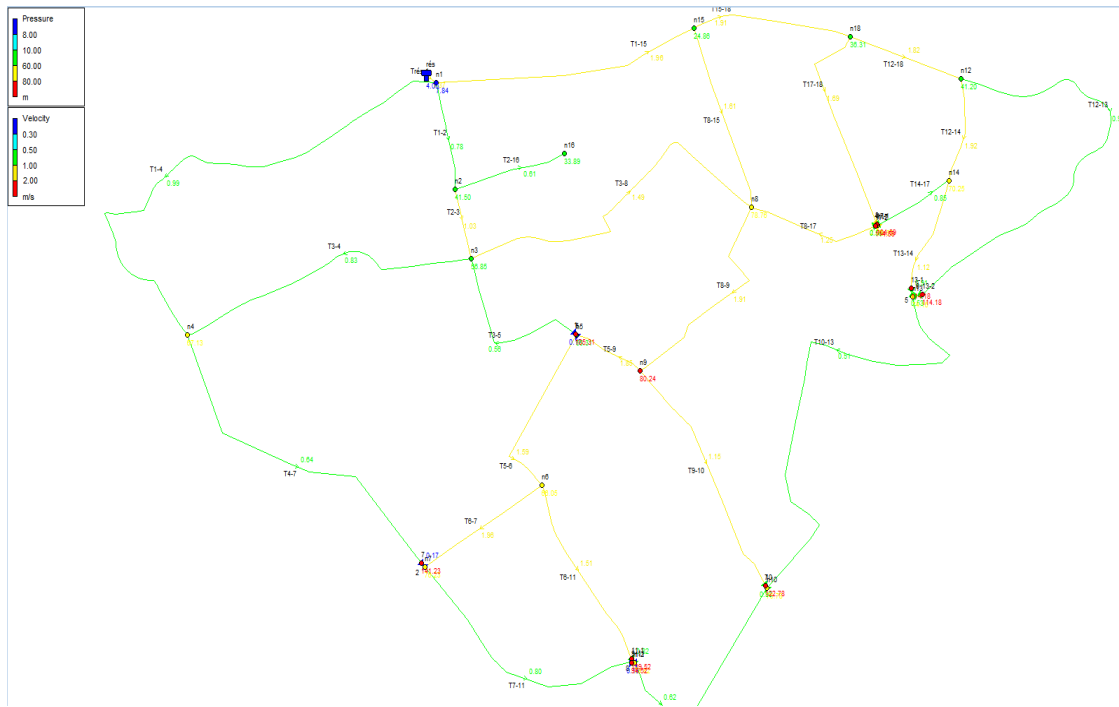


Figure IV.3. Résultat de simulation avec réducteurs de pression : cas de pointe (vitesse et pression)

b) Cas de pointe + incendie :

a. État des nœuds du réseau :

Tableau IV.12. Cotes piézométriques et pressions dans le réseau projeté avec les réducteurs de pression (cas de pointe+incendie):

Noeud	Cote du terrain (m)	Débit nodal (l/s)	Cote piézométrique (m)	Pression (mce)
N01	249.08	8.94	256.9	7.82
N02	215.02	2.79	256.33	41.31
N03	199.10	9.03	255.47	56.37
N04	184.15	11.8	250.96	66.81
N05	151.44	4.16	205.56	38.07
N06	135.28	5	199.96	47.89
N07	107.75	7.45	183.42	43.87
N08	167.15	8.85	242.89	66.69
N09	125.91	5.31	204.35	64.58
N10	81.18	9.42	150.96	60.97
N11	83.70	6.78	161.24	59.85
N12	177.21	6.57	250.06	40.85
N13	95.02	10.32	169.18	51.98
N14	141.37	19.93	211.62	35.45

Tableau IV.12. Cotes piézométriques et pressions dans le réseau projeté avec les réducteurs de pression (cas de pointe+incendie): (Suite)

N15	225.57	6.03	248.3	22.73
N16	220.88	1.15	254.57	33.69
N17	134.29	4.22	208.86	63.87
N18	209.74	4.83	241.94	32.2
Réservoir Réq	253.00	-132.58	257	4

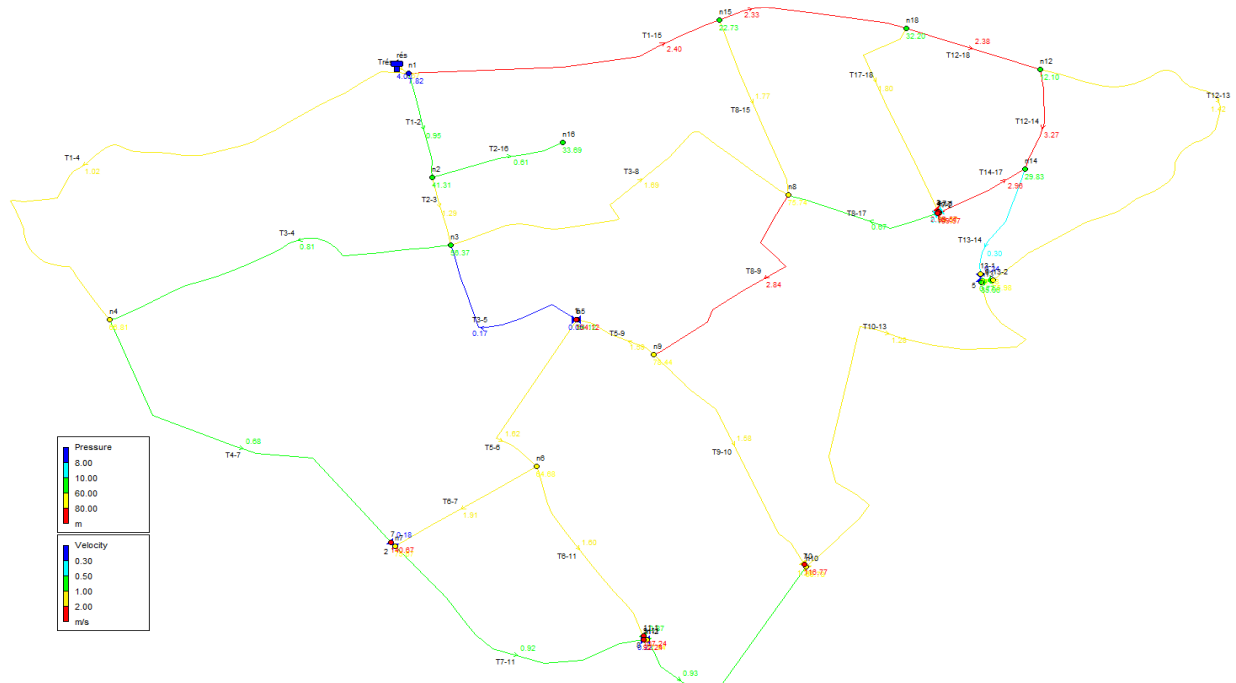
b. État des tronçons du réseau :

Tableau IV.13. Vitesses et pertes de charge dans le réseau projeté avec les réducteurs de pression (cas de pointe+incendie):

Tronçon	Longueur	Diamètre intérieur (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Perte de charge (m)
T3-4	497.9	73.6	3.71	0.81	4.51
T10-13	762.7	48.8	2.39	1.28	26.98
T3-5	273.9	102.2	1.58	0.17	0.34
T8-9	353	102.2	36.50	2.84	25.45
T13-14	184.1	90	1.91	0.30	1.25
T1-15	432.2	204.6	78.83	2.40	8.60
T12-14	153.7	73.6	14.14	3.27	18.10
T4-7	553.1	102.2	5.59	0.68	2.54
T5-9	117.6	130.8	21.12	1.59	1.89
T1-4	844.3	130.8	13.68	1.02	5.94
T12-13	711.3	73.6	6.02	1.42	18.33
T8-15	278.2	130.8	23.82	1.77	5.41
T3-8	575	102.2	16.04	1.69	12.57
T9-10	382.6	90	10.08	1.58	9.49
T2-16	184.9	48.8	1.15	0.61	1.76
T17-18	328.4	102.2	17.11	1.80	8.09
T14-17	133.3	48.8	7.40	2.96	27.65
T8-17	216.3	102.2	5.49	0.67	0.96
T15-18	258.2	163.6	48.97	2.33	6.36
T12-18	190.1	73.6	27.03	2.38	22.64
T2-3	104.1	163.6	27.19	1.29	0.87
T1-2	159	204.6	31.13	0.95	0.57
T6-11	302.5	73.6	6.80	1.60	9.72
T7-11	419.6	48.8	1.72	0.92	8.18
T10-11	367.5	48.8	1.73	0.93	5.59
T5-6	276.5	102.2	15.38	1.62	5.59
T6-7	224	48.8	3.58	1.91	16.54
Très-1	18.92	327.4	132.58	1.57	0.10
Vanne 1	/	100	1.72	0.22	60
Vanne 2	/	100	6.80	0.87	60
Vanne 3	/	200	5.59	0.21	55

Tableau IV.13. Vitesses et pertes de charge dans le réseau projeté avec les réducteurs de pression (cas de pointe+incendie): (Suite)

Vanne 4	/	100	17.11	2.18	25
Vanne 5	/	100	5.49	0.31	35

**Figure IV.4.** Résultat de simulation avec réducteurs de pression : cas de pointe + incendie (vitesse et pression)**IV.7.3.3. Interprétation des Résultats de Simulation avec les réducteurs de pression:**

- Les pressions au niveau des nœuds dans les tableaux « l'état des nœuds » sont des pressions acceptables qui sont inférieurs à la pression maximale acceptable de 80 mce.
- La majorité des vitesses sont acceptables variés entre 0.3 et 2 m/s .

Conclusion :

Selon les résultats de la simulation du réseau, nous avons trouvés des pressions élevées aux points bas. Ce problème a été réglé grâce à l'installation de vannes de réduction de pression.

Nous avons également des vitesses acceptables dans la plupart des tronçons.

Chapitre V :

L'adduction

Introduction :

L'adduction des eaux consiste à étudier les moyens de transport de l'eau depuis la source (barrage, forage, etc.) jusqu'au réservoir ou directement au réseau de distribution via une ou des conduites d'amenée.

Le but de ce chapitre est de déterminer les dimensions de la conduite d'adduction.

V.1. Types d'adduction :

Il existe trois types d'adduction :

- Adduction gravitaire
- Adduction par refoulement
- Adduction mixte (Gravitaire + refoulement)

V.1.1 Adduction gravitaire :

Un écoulement gravitaire se produit sans l'application de forces extérieures, étant uniquement influencé par la pente et la gravité.

Pour une canalisation gravitaire, la source d'eau doit être située à une altitude supérieure à celle du réservoir de réception.

L'écoulement peut se faire à surface libre, sans pression, grâce à une pente généralement uniforme sur tout le parcours, ou en charge, c'est-à-dire sous pression. [1]

V.1.2 Adduction par refoulement :

Dans un système de refoulement, le captage se trouve à un niveau inférieur à celui du réservoir d'accumulation. L'eau captée est ensuite relevée par une station de pompage à travers la conduite de refoulement. Lors de la mise en place de cette conduite, il est important de respecter certaines conditions techniques et économiques.

Il est essentiel de rechercher un profil en long aussi régulier que possible, idéalement avec une pente continue vers le réservoir d'accumulation. Les contre-pentes doivent être évitées car elles peuvent entraîner des accumulations d'air difficiles à évacuer.

Le tracé en plan doit permettre de réaliser le profil en long idéal, avec des coudes largement ouverts pour éviter des butées importantes.

Pour optimiser les coûts, il est important de combiner le meilleur profil en long avec le tracé en plan le plus court possible. Cela réduit les investissements et les coûts d'exploitation, car les pertes de charge, la hauteur d'élévation et la consommation d'énergie augmentent avec la longueur de la conduite. D'un point de vue économique, la conduite de refoulement et la station de pompage sont interdépendantes. Un diamètre de conduite plus petit pour un même débit entraîne une perte de charge plus élevée, nécessitant un moteur plus puissant et donc une consommation d'énergie importante.

Le diamètre économique résulte d'un compromis entre les coûts d'amortissement de la conduite, qui augmentent avec son diamètre, et les coûts d'exploitation de la station de pompage,

qui diminuent lorsque le diamètre de la conduite augmente et généré de pertes de charge plus faibles.

V.1.3 Adduction mixte :

C'est une combinaison des deux types d'adduction gravitaire + par refoulement, Il existe deux cas :

V.1.3.1. Adduction mixte refoulement-gravitaire :

Lorsque le point de captage se trouve éloigné du réservoir et que le terrain est accidenté, on peut avoir recours à ce type d'adduction ; où la conduite de refoulement donne le relais à une conduite gravitaire par l'intermédiaire d'un réservoir tampon.

Si la cote du réservoir tampon est augmentée alors les dépenses d'exploitation seront importantes et les dimensions de la partie gravitaire diminuent, ce qui réduit le coût de la conduite. [2]

V.1.3.2. Adduction mixte gravitaire-refoulement :

Si la cote du réservoir de réception est augmentée, la perte de charge dans la conduite gravitaire est réduite, et par conséquent le diamètre. La pression est toutefois augmentée au niveau du point le plus bas. D'autre part la HMT de la pompe sera réduite. [2]

V.2. Choix du tracé :

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

- Le tracé doit être le plus court possible entre les ouvrages.
- Des ventouses doivent être installées aux points hauts pour évacuer l'air accumulé. Pour des raisons économiques et techniques, il est donc préférable d'éviter les contre-pentes et de prévoir des vidanges aux points bas pour les cas de panne.
- Il est recommandé de suivre l'accotement des routes pour faciliter les travaux ainsi que l'acheminement du matériau.

Pour notre projet on va garder le tracé existant car il respecte les conditions mentionnées

V.3. Choix de type de matériau :

Le choix porté sur les différentes conduites se fait en fonction de plusieurs facteurs :

- Le Diamètre
- Les Pressions supportées
- Les conditions d'installation
- Le revêtement
- La disponibilité sur le marché
- Le prix unitaire,

- Le type de sol
- Facilité d'entretien et de mise en service

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

- La disponibilité dans le marché.
- La support du grand pressions (≥ 20 bars)
- La durée de vie (≥ 50 ans)
- Répond parfaitement aux normes de potabilité.
- Résiste à la corrosion interne, externe et micro biologique.
- Bonnes caractéristiques hydrauliques (coefficient de rugosité très faible)

V.4. Dimensionnement de la conduite d'adduction :

V.4.1 Méthode de calcul : [3]

Pour le calcul des diamètres économiques des conduites de refoulement, on utilise les deux formules approchées suivantes :

- **Formule de BRESSE :**

$$D = 1.5 * \sqrt{Q} \quad (V.I)$$

- **Formule do BONIN :**

$$D = \sqrt{Q} \quad (V.II)$$

Avec :

D = Diamètre de conduite en mètre

Q = Débit refoulé en m³/s

On sélectionne une gamme de diamètres parmi lesquels on choisira celui qui engendrera les coûts les plus bas.

V.4.2 Calcul des pertes de charge :

V.4.2.1. Perte de charge linéaire :

Pour un tronçon donné, les pertes de charge linéaires dépendent de :

- Le diamètre D de la conduite en (m)
- Le débit Q en (m³/s)
- La rugosité ε exprimée en mm
- La longueur du tronçon L en (m)

$$\text{Calcul de la perte de charge : } \Delta H_{\text{lin}} = \lambda \times \frac{v^2}{2g} \times \frac{L_{\text{ref}}}{D} \quad (V.III)$$

Avec :

λ : Coefficient de frottement

V : Vitesse d'écoulement en (m/s).

ΔH_{lin} : Pertes de charge linéaires en (m)

L_{ref} : longueur de la conduite de refoulement

D : Diamètre intérieur de la conduite

Le coefficient λ est obtenu par la formule suivant :

$$\lambda = [1.14 - 0.86 \ln \frac{\varepsilon}{D_{app}}]^2 \quad (\text{La formule de NIKURADSE}) \quad (V.IV)$$

ε : Rugosité du conduit.

V.4.2.2. Perte de charge singulière :

Elles sont causées par les particularités des différents accessoires de la conduite (coudes, vannes, clapets, etc.), elles sont estimées à 10 % des pertes de charge linéaires.

$$\Delta H_{sing} = 0.1 * \Delta H_{lin}$$

V.4.2.3. Perte de charge total :

C'est la somme des pertes de charge linéaire et singulière

$$\Delta H_T = \Delta H_{sing} + \Delta H_{lin} = 1.1 * \Delta H_{lin}$$

V.4.3 Calcul de la HMT :

$$HMT = H_g + \Delta H_T \quad (V.V)$$

Avec :

H_g : Hauteur géométrique

H_T : perte de charge total

V.4.4 Puissance absorbée par la pompe :

C'est la puissance fournie à la pompe, définie comme suite :

$$P_{abs} = \frac{\rho \times g \times H_{mt} \times Q}{\eta_p} \quad (\text{kW}) \quad (V.VI)$$

η_p : Rendement de la pompe en (%) ($\eta = 80\%$)

Q: Débit refoulé par la pompe en (m^3/s)

g: Pesanteur (9.81 m/s^2)

ρ : Masse volumique de l'eau (1000 Kg/m^3)

V.4.5 Energie consommé par la pompe :

$$E = P_{abs} \times T \times 365 \quad (\text{kWh}) \quad (V.VII)$$

Avec :

t: Temps de pompage par jour en (heure), dans notre cas **t = 20h**

P: Puissance absorbée de la pompe en (kW)

V.4.6 Frais d'exploitation :

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

$$F_{exp} = E * e \text{ (DA)} \quad (V.VIII)$$

Avec :

E: Energie consommée par la pompe en (KWh))

e: Prix unitaire d'un KWh imposé par SONEGAS. (e=4,17DA)

V.4.7 Frais d'investissement :

$$F_{inv} = F_{am} + P_u \times L_{ref} \quad (V.IX)$$

Avec :

L_{ref} = longueur de la conduite de refoulement

P_u = prix unitaire de ml de la conduite

F_{am} = Frais d'amortissement

V.4.7.1. Les frais d'amortissement :

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

$$F_{am} = A \times P_u \times L_{ref} \quad (V.X)$$

Avec :

P_u : prix unitaire de ml de la conduite

L_{ref} : longueur de la conduite de refoulement

A : annuité, donnée par la formule suivante :

$$A = \frac{i}{(i+1)^{n-1}} + i \quad (V.XI)$$

i: Taux d'annuité annuel, i = 8 %

n: Nombre d'années d'amortissement, n =30 ans

$$A = \frac{0.08}{(0.08+1)^{30-1}} + 0.08 = 0.888 \quad (V.XII)$$

Le schéma de notre adduction est représenté dans la figure ci-dessous :

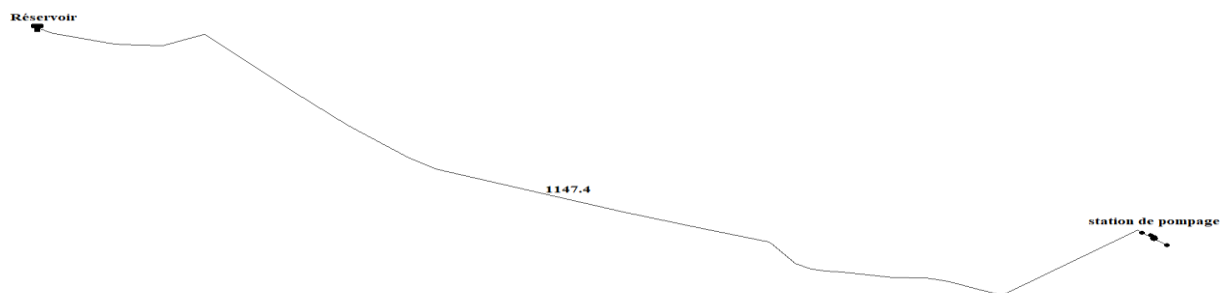


Figure V.1. Schéma représentative de l'adduction

V.4.8 Le dimensionnement :

Le débit d'exploitation de station de pompage (SP) est calculé par la formule suivante :

$$Q_{exp} = \frac{Q_{maxj}}{t * 3600}$$

Avec

Q_{exp} : Débit d'exploitation (m^3/s)

Q_{maxj} : Débit maximum journalier (m^3/j) ; $Q_{maxj} = 6657.672 m^3/j$.

t : Durée de fonctionnement de la pompe par jour, $t = 20 h$.

$$A.N : Q_{exp} = \frac{Q_{maxj}}{t * 3600} = \frac{6657.672}{20 * 3600} = 0.09247 m^3/s = 92.47 l/s$$

Tableau V.1. Calcul des frais d'investissement de la conduite d'adduction :

D(mm)	Lref(m)	A	Pu(DA)	Fam(DA)	Finv(DA)
125	1147.4	0.0888	2280.37	232344.9	2848841
160			3606.94	367507.9	4506111
200			5576.82	568217.3	6967061
250			8501.43	866203.2	10620744
315			13338.45	1359043	16663580
400			21260.99	2166264	26561123

Tableau V.2. Calcul des frais d'exploitation de la conduite d'adduction :

Dn(mm)	Dint(mm)	λ	V(m/s)	$\Delta H(m)$	Hg(m)	Hmt	P(kw)	E(kwh)	Fexp(DA)
125	110.2	0.012	9.70	102.02	185	287.02	289.75	2115187	8820330
160	141	0.011	5.93	28.42		213.42	215.45	1572770	6558451
200	176.2	0.011	3.79	8.95		193.95	195.80	1429332	5960315
250	220.4	0.011	2.42	2.81		187.81	189.60	1384048	5771479
315	277.6	0.010	1.53	0.85		185.85	187.62	1369615	5711293
400	352.6	0.010	0.95	0.25		185.25	187.01	1365162	5692725

Pour chaque diamètre D, on fait la somme des frais d'amortissement ainsi que les frais d'exploitation. Il en résulte que le diamètre le plus économique est celui qui correspond au total le plus faible.

Le Tableau V.3 regroupe les valeurs de bilan qu'on les a calculés pour chaque diamètre D

Tableau V.3. Bilan de la conduite d'adduction

D(mm)	Finv(DA)	Fexp(DA)	Finv+exp
125	2848841	8820330	9862761
160	4506111	6558451	10561379
200	6967061	5960315	12768821
250	10620744	5771479	16342470

315	16663580	5771479	22359798
400	26561123	5692725	32249471

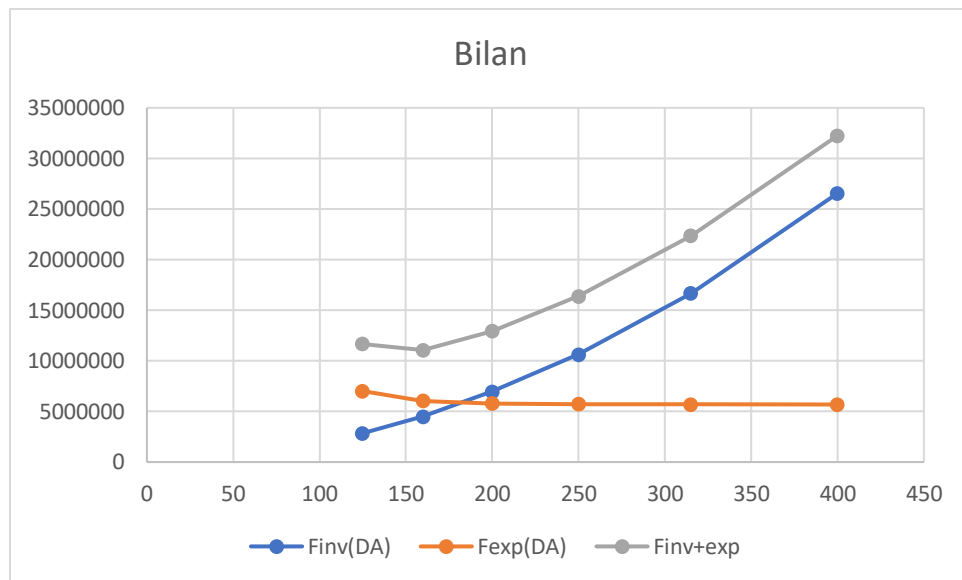


Figure V.2 Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation

On voit que le diamètre $D_r = 160$ mm ($D_r \text{ int} = 124.2$ mm) a le cout minimal, donc on calcul la vitesse pour vérifier si elle admissible ou pas ($1 < v < 3$ m/s).

$$v = \frac{4 \times Q}{\pi \times (D_r \text{ int})^2} = \frac{4 \times 92.47 \times 10^{-3}}{\pi \times (0.1242)^2} = 7.63 \text{ m/s} \quad \text{donc elle n'est pas admissible.}$$

On augmente le diamètre pour diminuer la vitesse, on choisi un diamètre plus grand avec un cout faible donc on prend :

$D_r = 200$ mm ($D_r \text{ int} = 155.2$) $\Rightarrow v = 4.89$ m/s pas admissible

$D_r = 250$ mm ($D_r \text{ int} = 194.2$) $\Rightarrow v = 3.12$ m/s pas admissible

(la conduite d'adduction travers la ville est la grand vitesse provoque du bruit,)

$D_r = 315$ mm ($D_r \text{ int} = 244.6$) $\Rightarrow v = 1.97$ m/s admissible

Donc la conduite existante ($D=315$ mm) est suffisante pour le nouveau débit et on besoin pas d'un renforcement.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.4. Caractéristiques de la conduite d'adduction

Débit (l/s)	Longueur (ml)	Dext(mm)	Dint (mm)	V (m/s)	Δh (mce)	HMT (m)
92.47	1147.4	315	244.6	1.97	1.60	186.60

Vérification des paramètres hydrauliques :

Nous avons utilisé le logiciel EPANET pour faire une simulation pour vérifier les paramètres hydrauliques

Les résultats sont montrés dans le tableau suivant :

Tableau V.5. Résultat de simulation de l'adduction

Vitesse	1.97 m/s
Pression	4 mce

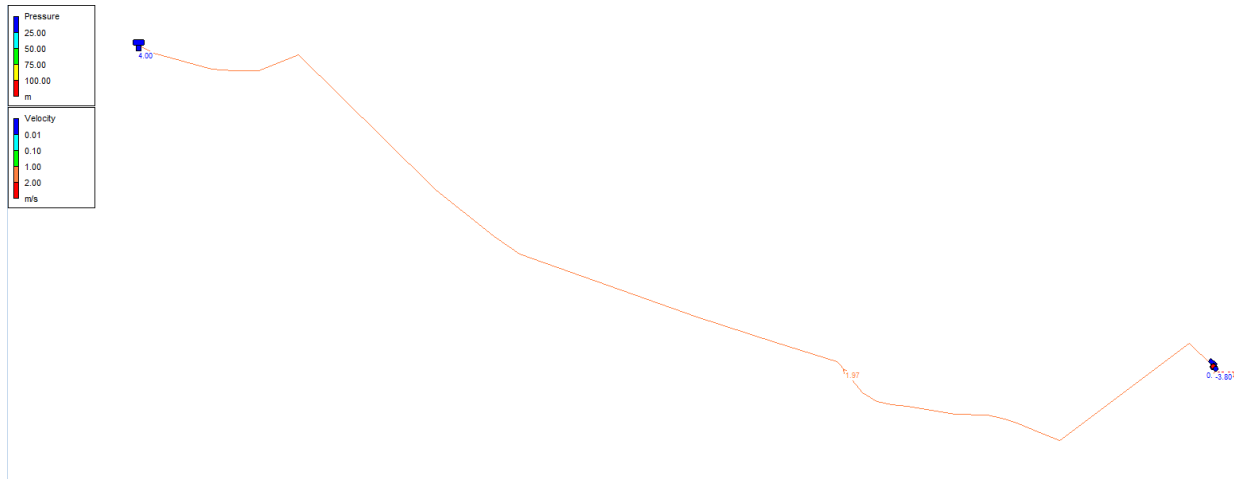


Figure V.4 Simulation de l'adduction

V.5. Etude de pompage :**V.5.1 Définition :**

Une pompe est un système d'élévation d'eau, c'est la transformation d'énergie mécanique en énergie hydraulique composée par des organes différents.

La pompe est entraînée par un moteur électrique. Elle peut être une pompe à axe :

- horizontal
- vertical
- oblique

V.5.2 Choix du type d'installation :

Le choix se fait en fonction du niveau dynamique de la nappe.

- Quand la nappe se trouve relativement proche de la surface du sol (5 à 6m), on utilise des pompes centrifuges à axe horizontal (tête de puits).

- Pour une profondeur de (10 à 60) m par rapport au niveau du sol, on choisit les groupes électropompes immergés.

Pour notre cas , le pompage est a partir d'une de reprise m. Donc on choisit pour le pompage des groupes électropompes horizontaux qu'on va déterminer ses caractéristiques a l'aide du logiciel CAPRARI.

V.5.3 Choix de la pompe:**Tableau V.6.** Débit et HMT de la station de pompage

	Cote 1 (m)	Cote 2 (m)	HG (m)	Q (l/s)	PDC (m)	HMT (m)
SP	70	255	185	92.47	1.60	186.60

Il nous reste qu'introduire le débit Q_{ref} et la HMT dans le logiciel CAPRARI pour le choix de la pompe.

Critères du choix de la pompe :

Les différentes contraintes qui doivent être prises en considération pour orienter le choix de type de pompe à adopter résultent de l'examen des diverses conditions à satisfaire.

- Satisfaire le débit assuré.
- Satisfaire les hauteurs d'aspiration et de refoulement.
- Se tenir dans la zone de rendement maximal conduisant au coût le plus faible du mètre cube pompé.
- Vitesse de rotation élevée.
- Puissance absorbée minimale.
- Poids et encombrement faible.
- (NPSH) r minimale. [5]

On propose 3 variantes de N_p avec :

$N_p = 1 \rightarrow (Q = Q_f = 92.47 \text{ l/s et } H = H_{mt})$

$N_p = 2 \rightarrow (Q = Q_{f2} = 46.235 \text{ l/s et } H = H_{mt})$

$N_p = 3 \rightarrow (Q = Q_{f3} = 30.82 \text{ l/s et } H = H_{mt})$

Le choix se fait à partir des variantes présentées dans le tableau suivant :

Tableau V.7. Variantes pour le choix du type de pompe de la station de pompage :

N_{pompes}	Q_{ref} (l/s)	HMT (m)	Type de pompe	η (%)	N(tr/min)	Pabs (Kw)	NPSHr (m)
1	92.5	187	PM 150 /7A	77.9	1450	209	4.19
2	46.2	187	PM 100	75.3	2900	108	5.8
3	30.8	187	PM 100	77.8	2900	85.3	3.91

On opte pour un nombre de pompe une (01) de type PM 150 /7A en plus d'une (01) pompe de secours. Ces deux (02) pompes sont identiques .

Les courbes caractéristiques de la pompe sont montrés dans la figure suivante:

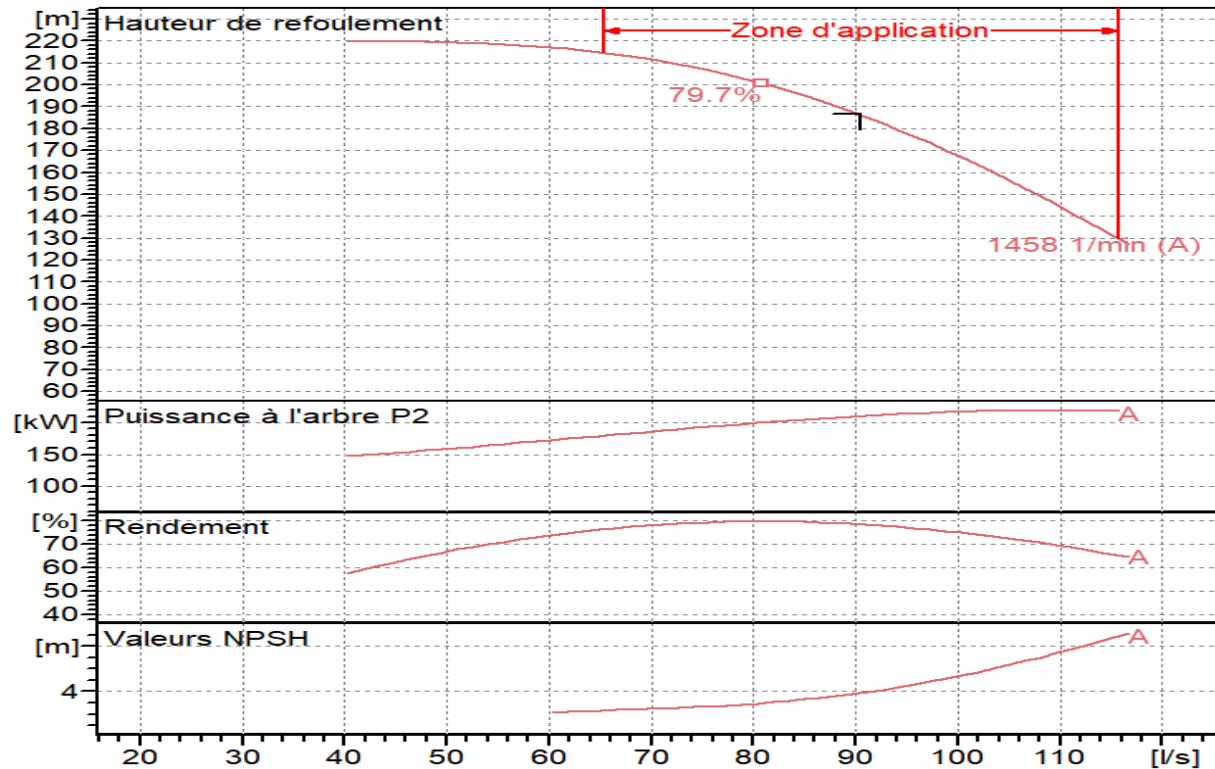


Figure V.4 Courbes caractéristiques

Conclusion :

Après avoir effectué les calculs nécessaires, nous avons trouvé que la conduite d'adduction de notre agglomération du diamètre de 315 mm est suffisante pour le nouveau débit de consommation à l'horizon d'étude 2054 avec une vitesse d'écoulement de 1,97 m/s.

Chapitre VI:

Accessoires et pose de canalisation

Introduction :

Les canalisations sont habituellement installées en tranchée, sauf dans certains cas où elles peuvent être posées directement sur le sol, à condition d'assurer un entretien rigoureux et une protection adéquate.

Dans le cadre de notre projet, pour finaliser cette étude, il est important de ne pas négliger les accessoires utilisés sur nos conduites.

VI.1. Pose de canalisation :***VI.1.1 Principe de pose de canalisation :***

Le principe de pose des canalisations est généralement similaire pour toutes les conduites.

Toutefois, la méthode d'installation peut varier en fonction du type de terrain afin de réduire l'impact des différentes contraintes sur les canalisations. En règle générale, pour faciliter un écoulement naturel des eaux d'infiltration, les canalisations sont posées à partir des points les plus élevés. Lorsque les canalisations sont installées en tranchée, celle-ci doit être suffisamment large (au moins 70 cm) pour permettre l'accès aux ouvriers. L'élargissement de la tranchée doit être plus important au niveau des joints.

L'épaisseur du remblai au-dessus de la partie supérieure de la conduite varie selon les régions en raison des conditions de gel, mais elle est généralement d'environ 1 mètre.

Il est essentiel de poser les conduites avec une légère pente pour permettre la création de points bas pour la vidange et des points hauts pour l'évacuation de l'air, que ce soit lors du remplissage ou pendant le fonctionnement. Pour ce faire, on adopte un tracé en dents de scie avec des pentes de quelques millimètres par mètre et des changements de pente tous les 200 à 400 mètres.

Lors de la pose, les canalisations doivent être séparées de tout élément dur d'environ 10 mètres, à 30 cm des câbles électriques et à 60 cm des canalisations de gaz.

VI.1.2 pose de canalisation dans un terrain ordinaire :

La canalisation est installée dans une tranchée ayant une largeur minimale de 60 cm. Le fond de la tranchée est recouvert d'un lit de sable, de 15 à 20 cm d'épaisseur, soigneusement nivelé. Avant l'installation, les conduites doivent être triées pour éliminer celles présentant des chocs ou des fissures.

Ensuite, la pose de la conduite se fait lentement, soit manuellement, soit mécaniquement. En cas de soudage de joints, il est préférable de le réaliser au fond de la tranchée, en maintenant la canalisation en place avec des butées en terre ou des tronçons de madriers en bois disposés longitudinalement.

Pour garantir la sécurité, les essais de pression des conduites et des joints doivent être effectués avec le remblaiement en place. Cet essai consiste à remplir la conduite d'eau sous une pression de 1,5 fois la pression de service prévue pour son fonctionnement.

L'épreuve doit durer environ 30 minutes, et la variation de niveau ne doit pas dépasser 0,2 bars.

Le remblaiement doit se faire en couches de 20 à 30 cm, exemptes de pierres et bien compactées, et sera ensuite terminé avec des engins.

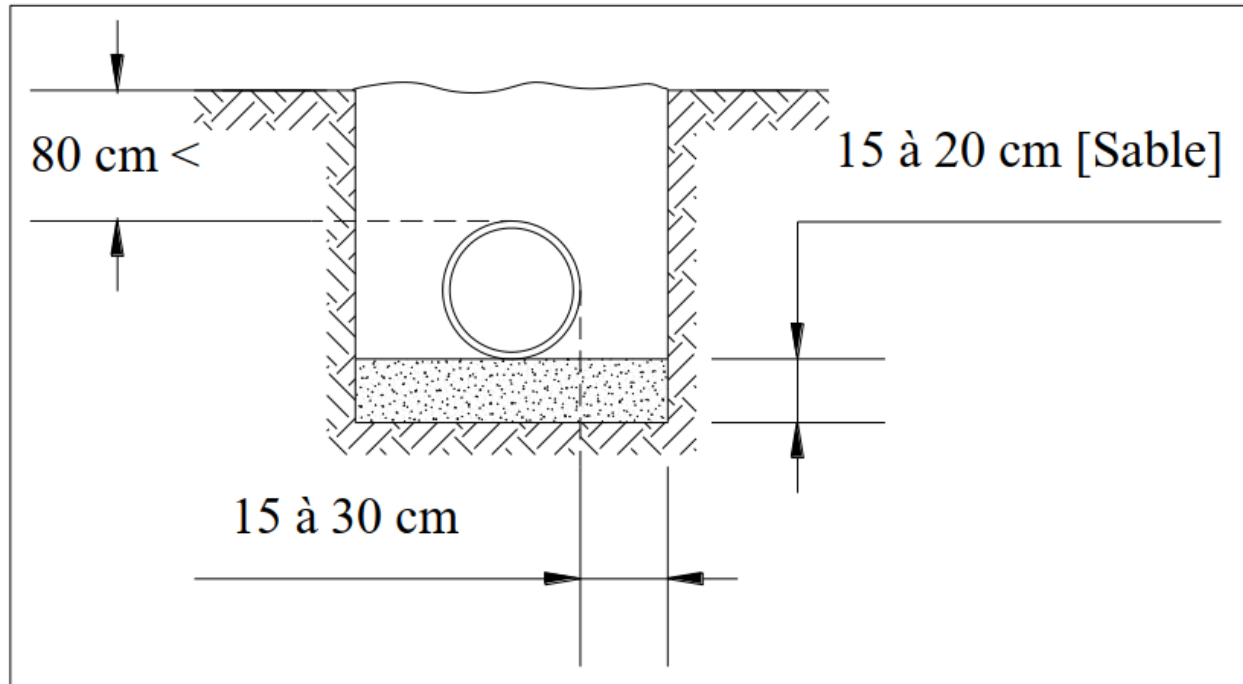


Figure VI.1. Pose de conduite dans un terrain ordinaire.

VI.1.3 pose de canalisation dans un mauvais terrain :

Si le terrain est de mauvaise qualité, plusieurs solutions peuvent être envisagées :

1. Terrain peu consistant :

Pour éviter tout mouvement de la canalisation, celle-ci doit être installée sur une semelle en béton armé. La semelle peut être continue ou segmentée, selon la nature du sol.

2. Terrain mouillé :

Dans ce cas, il est recommandé d'installer un système de drainage dans la tranchée (comme un tuyau de drainage), recouvert d'un lit de gravier à gros diamètre. Par-dessus, un lit de béton sera placé pour supporter la canalisation.

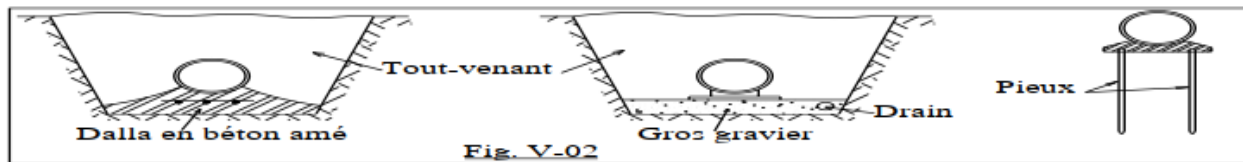


Figure VI.2. Pose de conduite dans un mauvais terrain.

VI.1.4 pose de canalisation dans galerie :

Dans certains cas, le tracé de la canalisation peut rencontrer des obstacles nécessitant l'installation de la conduite dans une galerie.

Pour les conduites de grand diamètre (à l'exception des aqueducs), elles doivent être posées sur des madriers en bois de chêne et stabilisées de chaque côté pour éviter tout mouvement. En revanche, les canalisations de petit diamètre peuvent être installées dans un fourreau de diamètre supérieur, reposant sur des tasseaux en béton. Les robinets-vannes doivent être installés de chaque côté de la route.

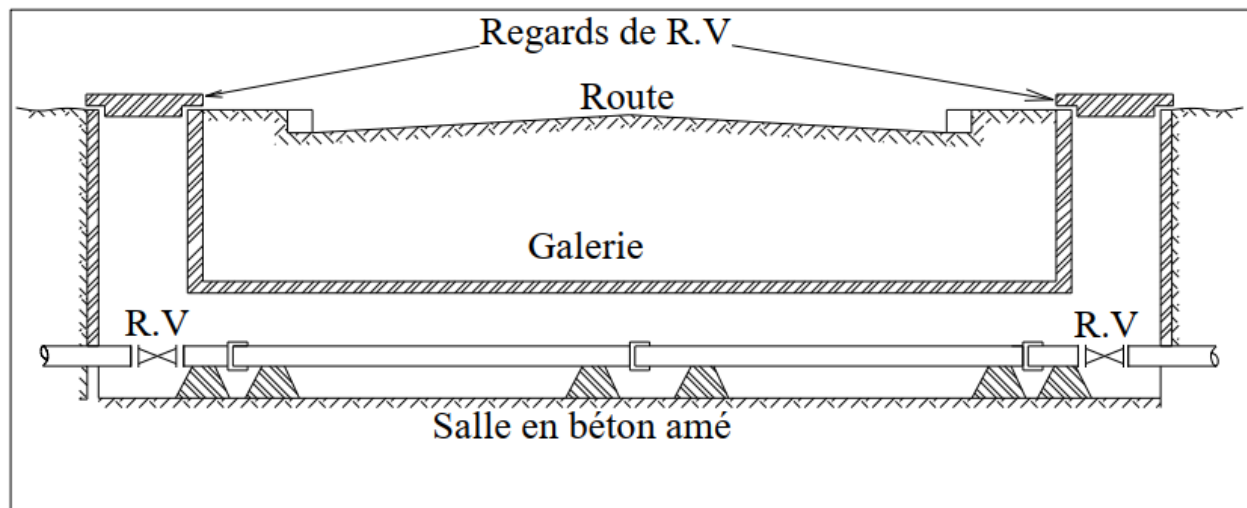


Figure VI.3. Pose de canalisation en galerie.

VI.1.5 traversée d'une rivière :

La pose de canalisations à travers une rivière nécessite des travaux spécifiques, selon l'état de la traversée et l'ampleur de l'adduction.

Si un pont-route est présent, la canalisation peut être fixée à ce pont ou accrochée à son tablier.

En l'absence de pont-route, la canalisation peut être installée le long du lit de la rivière, soutenue par des ouvrages spéciaux (comme des tasseaux) et protégée par une couverture de tout-venant pour la préserver des chocs, notamment ceux causés par la navigation.

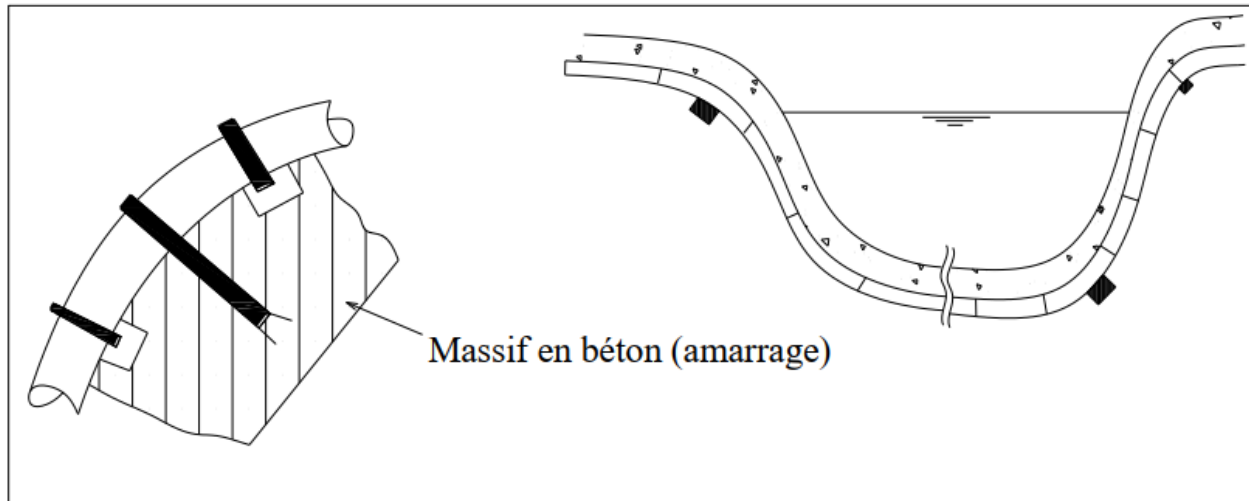


Figure VI.4. Traversée d'une rivière

VI.2. Les Accessoires :

Sur une canalisation, différents organes et accessoires sont installés pour :

- Assurer un bon écoulement.
- Régulariser les pressions et mesurer les débits.
- Protéger les canalisations.

Parmi ces organes on mentionne :

VI.2.1 Les robinets vannes :

Ce sont appareils de sectionnement utilisés pour les manœuvres lentes sur les conduites de grand diamètre. L'obturation se fait par une rotation de 90° de la partie tronconique.

On distingue plusieurs types de robinets-vannes :

A/- Robinet vanne à coin :

Les vannes à coin sont des organes d'arrêt pour les conduites. Elles ne peuvent être employées comme organe de régulation. L'arrêt est fait par un obturateur en forme de coin. Les vannes à coin se divisent, conformément aux paliers de pression et à la forme du corps, en :

1-Vanne à cage méplate :

Elles sont en fonte avec tige filetée. Elles sont utilisées :

- Pour eau jusqu'à 40°C.
- Pour vapeur jusqu'à 150°C.
- Pour air jusqu'à 150°C.
- Pour huile jusqu'à 150°C

Leurs caractéristiques sont représentées sur le **Tableau VI.1.**

Tableau VI.1. Caractéristiques de la vanne à cage méplate :

DN (mm)	PN (bars)	Raccord	Type
40-80	6	à bride PN 10	2300
100-300	4		
350-600	2,5		

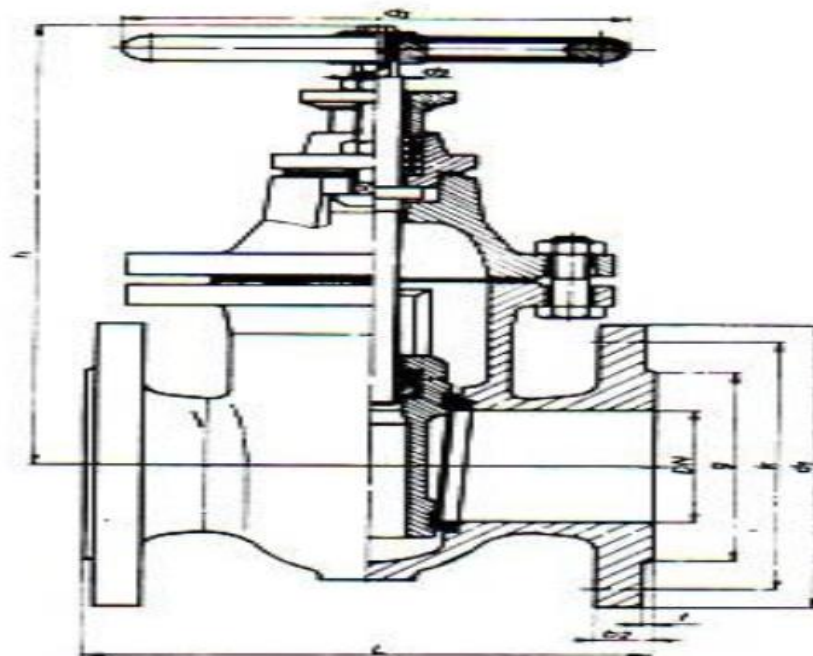


Figure VI.5. Robinet vanne à cage méplate.

2- Vanne à cage ovale :

Elles sont en fonte avec tige filetée intérieure. Elles sont utilisées :

- Pour eau jusqu'à 40°C.
- Pour vapeur jusqu'à 150°C.
- Pour air jusqu'à 150°C.

Les caractéristiques de cette vanne sont représentées dans le **Tableau VI.2.**

Tableau VI.2. Caractéristiques de la vanne à cage ovale :

DN (mm)	PN (bars)	Raccord	Type
40-65	16	à bride PN 10	2100
80-600	10		

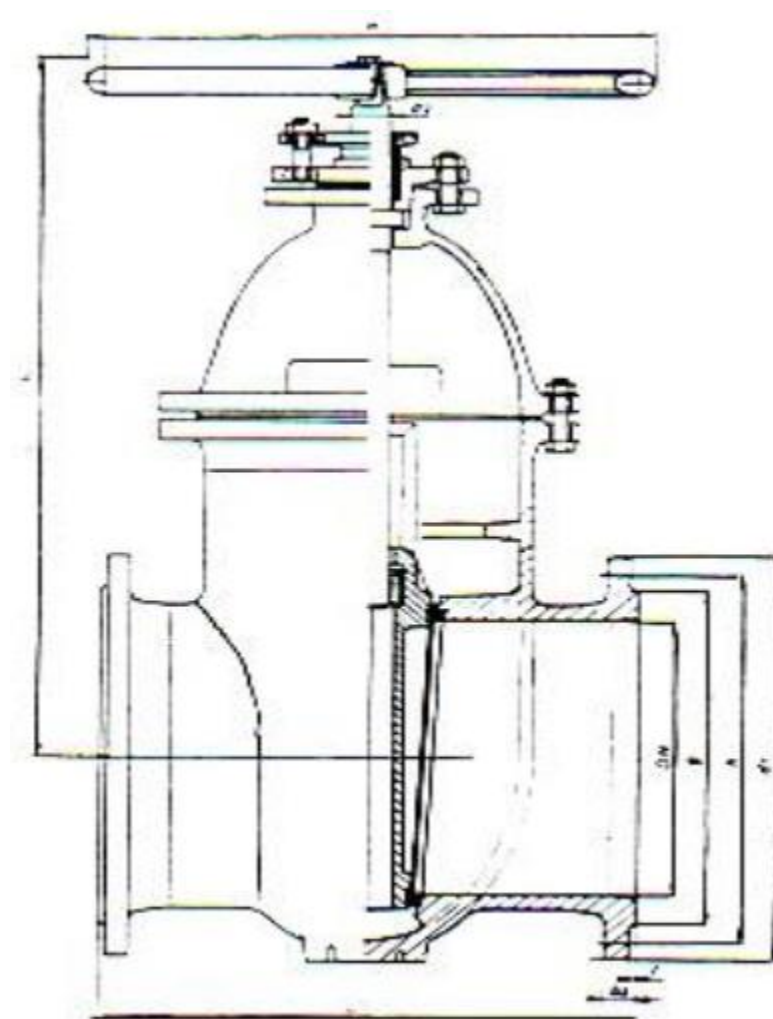


Figure VI.6. Robinet vanne à cage ovale.

3-Vanne à cage ronde :

Elles sont en fonte avec tige filetée intérieure. Elles sont utilisées

- Pour eau jusqu'à 40°C.
- Pour eau jusqu'à 150°C.

Elles existent encore en PN 25, pour eau à 40°C : DN80-100-150.

Les caractéristiques de cette vanne sont représentées sur le **Tableau VI.3.**

Tableau VI.3. Caractéristiques de la vanne a cage ronde

DN (mm)	PN (bars)	Raccord	Type
80-300	16	à bride PN 16	2580-1
350-400			
400-450			
500-600			

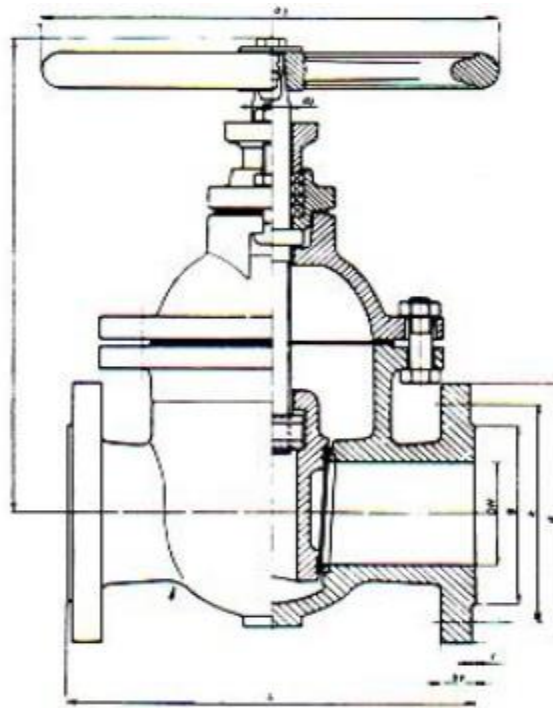


Figure VI.7. Robinet vanne à cage rond.

B/- Robinet vanne à opercule métallique :

Les robinets vannes à opercule métallique sont conçus pour l'équipement des :

- Réseaux d'adduction et de distribution d'eau.

- Réseaux d'irrigation.
- Réseaux de protection incendie.
- Centrales thermiques.

Les caractéristiques de cette vanne sont représentées sur le **tableau VI.4.** :

Tableau VI.4. Caractéristiques de la vanne à opercule métallique

DN (mm)	PN (bars)	Raccord	type
40	16	à bride PN 16	/
50			
65			

Les robinets d'arrêt ou de pise sont utilisés dans le réseau au niveau des branchements.

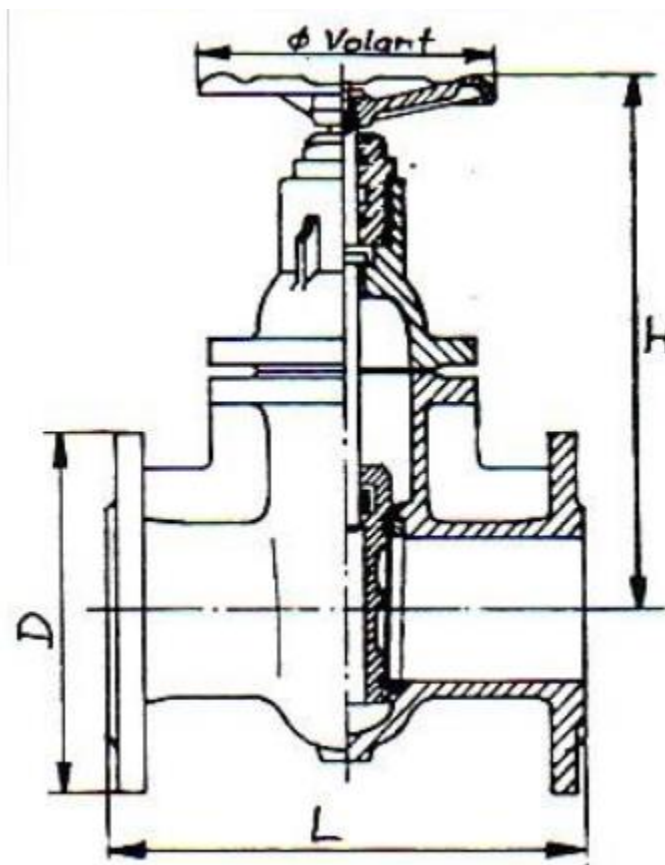


Figure VI.8. Robinet vanne à opercule.

C/- Les vannes papillons :

Ce sont des vannes à survitesse principalement utilisées au niveau des réservoirs d'eau, à la sortie des conduites. Elles se ferment automatiquement sous la pression de l'eau et ne doivent pas être installées en aval d'une conduite. Elle occasionne une faible perte de charge.

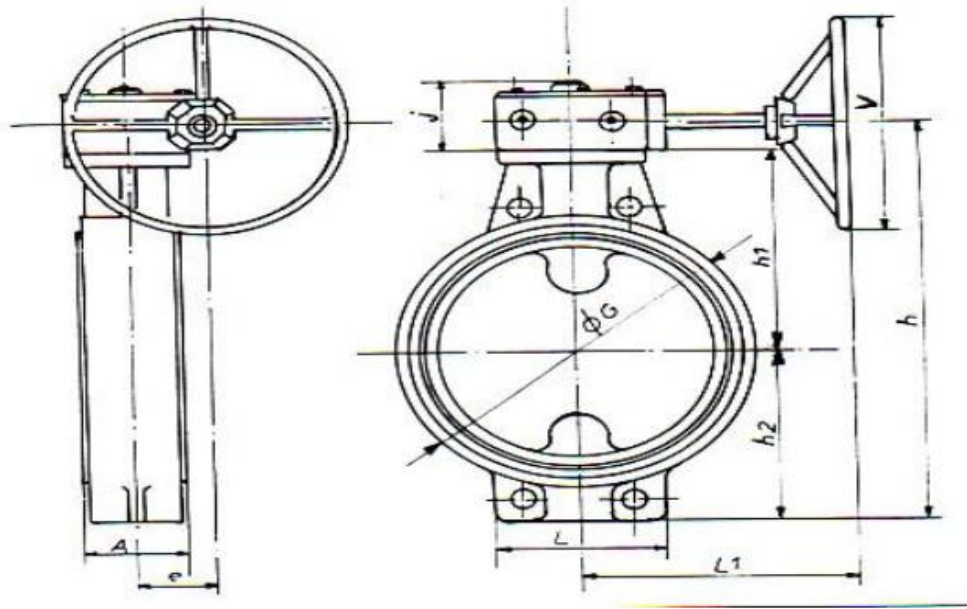


Figure VI.9. Vanne papillon

VI.2.2 Les ventouses :

On trouve sur le marché deux types de ventouses :

2-1 : Ventouse simple : elle est conçue pour le dégazage des conduites à haute pression.

2-2 : Ventouse à deux orifices : elle est formée d'une enceinte en communication avec la conduite, dans laquelle un flotteur vient obturer l'orifice calibré. Le flotteur est cylindrique ou sphérique. Il peut être couvert d'une enveloppe en caoutchouc. Les appareils se placent au niveau des points hauts des conduites où se rassemble l'air, soit au moment de remplissage soit en cours de fonctionnement. C'est également en ces points qu'il faut faire une admission de l'air lors des vidanges.

On distingue :

a_ Ventouses manuelles : Ces ventouses sont équipées d'une prise verticale installée sur la génératrice supérieure d'un tuyau, ainsi que d'un robinet à commande manuelle. Leur fonctionnement repose sur l'intervention humaine pour l'évacuation de l'air ou pour la mise en service de la ventouse.

b_ Ventouses automatiques : Ces ventouses intègrent un flotteur sphérique situé à l'intérieur d'un boîtier en fonte. Le boîtier est mis en contact avec la pression atmosphérique grâce à un orifice situé sur le dessus du couvercle. En fonctionnement normal, la ventouse est remplie d'eau, et le flotteur est en position haute, fermant hermétiquement l'orifice. Lorsque de l'air s'accumule, le niveau de l'eau dans le boîtier baisse, faisant descendre le flotteur et ouvrant l'orifice pour permettre à l'air de s'échapper.

Les ventouses automatiques permettent ainsi une gestion continue et autonome de l'air dans les conduites, tandis que les ventouses manuelles nécessitent une intervention pour leur fonctionnement.

En fonctionnement normal, la ventouse est pleine d'eau, le flotteur est plaqué sur l'orifice ce qui rend le dispositif étanche. Lorsqu'une poche d'air se produit, le niveau baisse dans le corps de l'appareil, le flotteur descend et libère l'orifice par lequel l'air peut s'échapper.

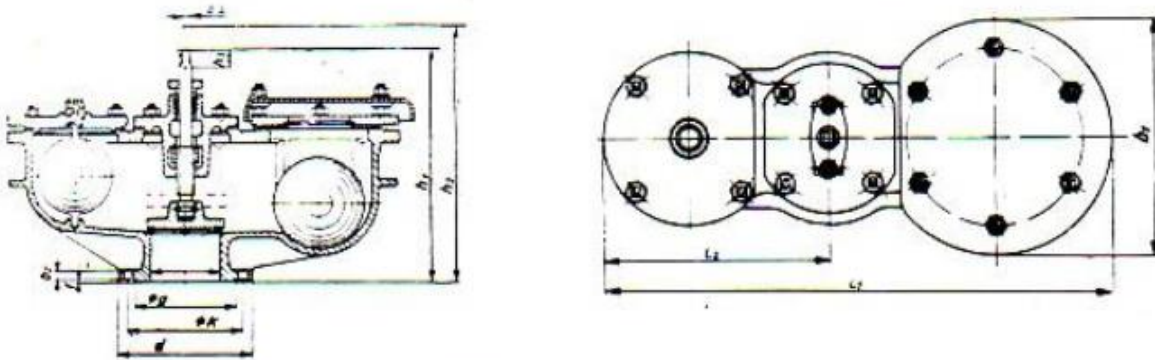


Figure VI.10. Ventouse à deux flotteurs

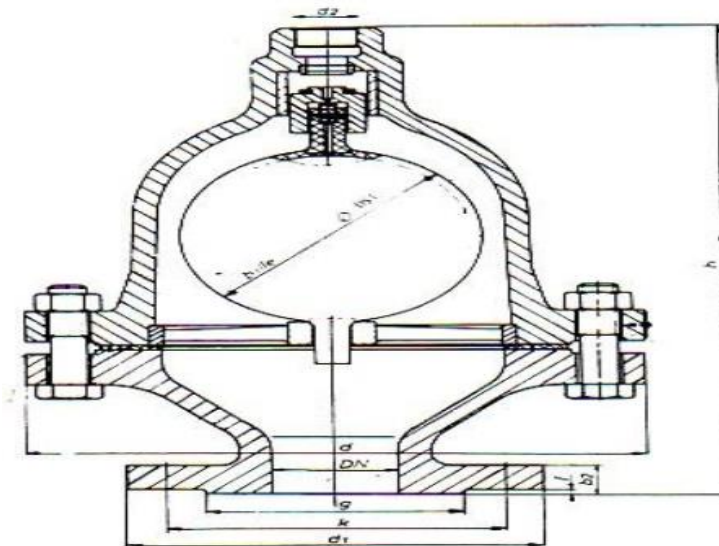


Figure VI.11. Ventouse à un seul flotteur

VI.2.3 Les clapets anti retour :

Le clapet anti retour est, en apparence, un appareil simple. Schématiquement, il fonctionne comme une porte. C'est un accessoire permettant l'écoulement du liquide dans un seul sens.

Dans la réalité, le clapet doit s'adapter à de nombreux fluides, à des installations très variées présentant à chaque fois des contraintes mécaniques, hydrauliques, physiques ou chimiques différentes. [7]

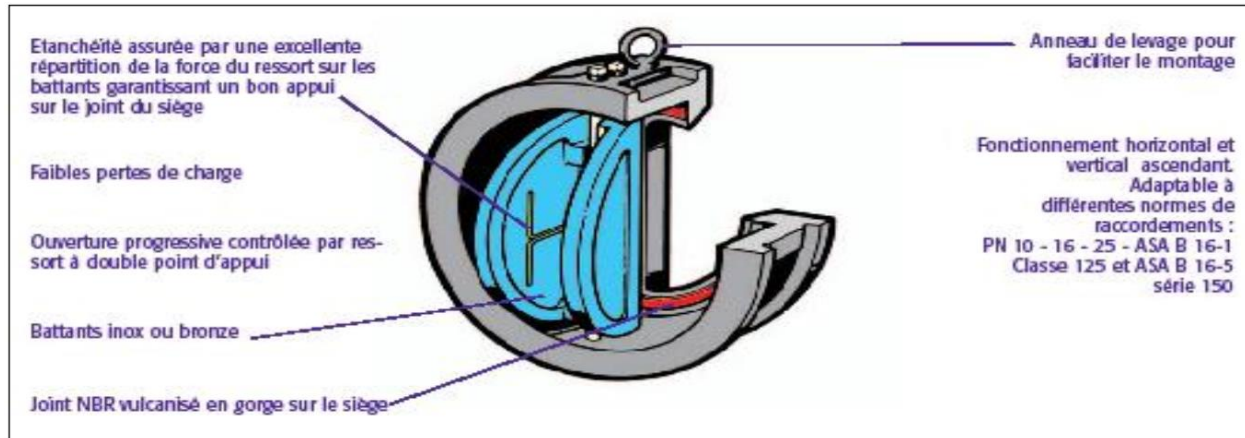


Figure VI.12. Clapet à double battant (D'après document Danfoss Socla)

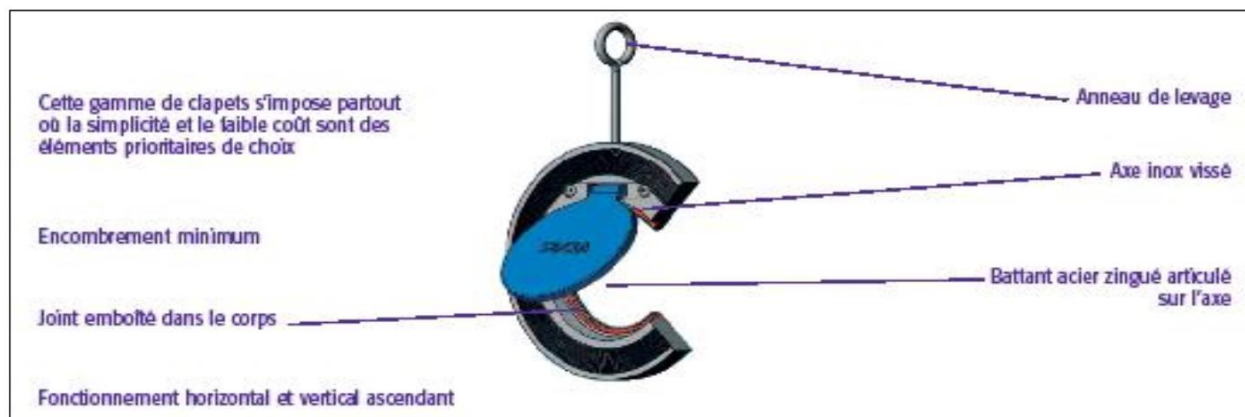


Figure VI.13. Clapet à simple battant (D'après document Danfoss Socla)

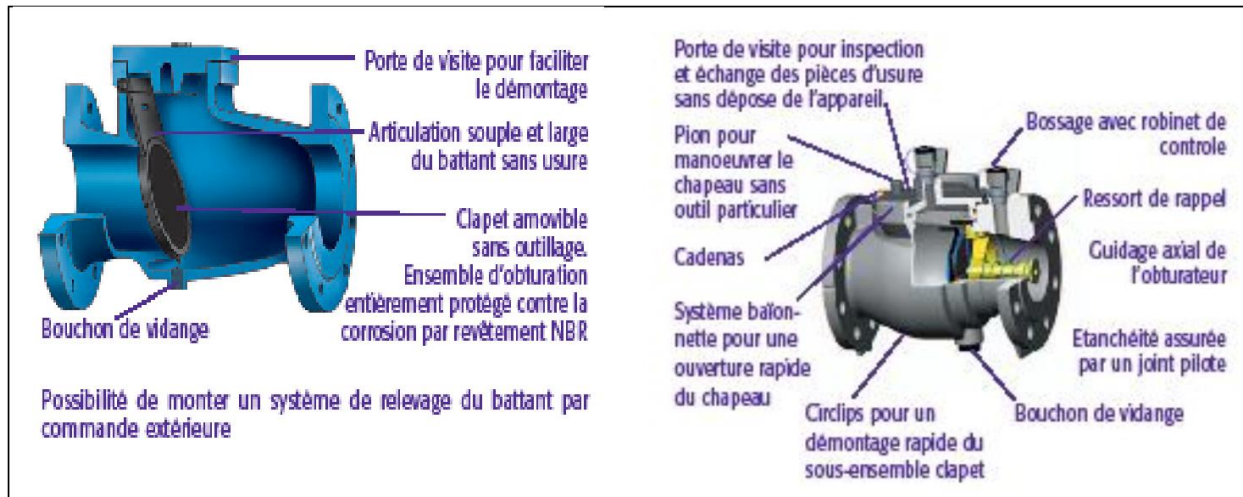


Figure VI.14. Clapet à simple battant (à brides) (D'après document Danfoss Socla)

VI.2.4 Les vannes de décharge :

C'est un robinet disposé au point bas du tracé en vue de la vidange de la conduite. La vidange se fait soit dans un égout (cas d'un réseau urbain), soit dans un fossé ou en plein air (cas d'une conduite compagne). Ce robinet sera posé dans un regard en maçonnerie facilement accessible. [7]

VI.2.5 Moyens anti-bélier :

Ils existent différents moyens de protection des installations contre le coup de bélier :

- a) **Cheminée d'équilibre** : elle protège les installations aussi bien contre les surpressions que contre les dépressions, elle ne peut l'établir économiquement que si la hauteur géométrique est faible. A cause de son encombrement, elle est déconseillée en AEP.
- b) **Volant d'inertie** : couplé au moteur, il constitue un moyen permettant d'allonger le temps d'arrêt du moteur et cela protège les installations contre les dépressions.
- c) **Soupape de décharge** : Elle ne lutte que contre les surpressions, elle est munie d'un ressort qui avec le temps devient raide et n'accomplit pas son rôle. La protection des installations contre les surpressions est accompagnée de perte d'eau par éjection en cas de gonflement
- d) **Réservoirs d'air** : il protège les installations aussi bien contre les surpressions que contre les dépressions, il est le meilleur remède contre le coup de bélier. [7]

VI.2.6 By-pass :

Le by pass est utilisé pour :

- ✓ Faciliter la manœuvre de la vanne à fermeture lente;
- ✓ Remplir à débit réduit, la conduite avant sa mise en service;
- ✓ Relier la conduite d'arrivée à la conduite de départ du réservoir.

Dans notre cas, les by pass sont placés parallèlement aux vannes de sectionnement se trouvant le long de la conduite gravitaire et de refoulement pour remplir les deux premiers rôles, et à l'intérieur de chambre de vannes pour remplir le troisième rôle. [8]

VI.2.7 Poteaux d'incendie :

Les poteaux d'incendie sont plus nombreux et rapprochés lorsque les débits d'incendie sont plus élevés. Les poteaux d'incendie doivent comporter au moins deux prises latérales de 65mm de diamètre auxquelles on ajoute une prise frontale de 100 mm si le débit d'incendie dépasse 500 l/min ou si la pression de l'eau est faible. [7]

VI.2.8 Crépines :

La crépine empêche l'entrée accidentelle de corps solides dans la pompe. Elle se compose d'un cylindre perforé qui bloque le passage des objets indésirables.

Il est important de noter que la crépine doit toujours être complètement immergée pour éviter l'entrée d'air. Il est également nécessaire de prévoir une marge suffisante pour éviter la formation de tourbillon (vortex) et de maintenir la crépine à environ 0,5 m du fond du puisard.

VI.2.9 Déversoirs trop-plein :

Lorsque le débit d'apport est particulièrement élevé, il peut être avantageux de modifier l'extrémité supérieure de la conduite de trop-plein en lui donnant une forme d'entonnoir dimensionné. Cette transformation a pour but de faciliter le passage de grandes quantités d'eau et d'améliorer l'efficacité du système de drainage.

Un entonnoir dimensionné permet de canaliser l'eau de manière plus efficace vers la conduite, réduisant ainsi les risques de débordement ou de formation de turbulences qui pourraient altérer le fonctionnement du système. En adaptant la forme de la sortie, on optimise le flux et on minimise les pertes de charge, ce qui est important pour les installations où le volume d'eau à évacuer est élevé.

Il est essentiel que l'entonnoir soit correctement dimensionné en fonction du débit maximal attendu et des caractéristiques spécifiques de l'installation pour garantir un fonctionnement optimal et éviter tout problème potentiel lié à une gestion inefficace du trop-plein.

VI.2.10 Joints de raccordement :

Les longueurs de tuyaux sont assemblées à l'aide de différents types de joints, tels que les joints non verrouillés, verrouillés ou à brides. Les joints verrouillés permettent de maintenir les canalisations en place de manière autonome, évitant ainsi l'utilisation de massifs en béton lourds, encombrants et difficiles à réaliser. Les types de joints les plus couramment utilisés sont :

- Le joint express (qu'il soit verrouillé ou non) ;
- Le joint standard (qu'il soit verrouillé ou non) ;
- Les joints automatiques verrouillés ;
- Le joint à brides (fixe ou orientable).



Figure VI.15. Déviation angulaire

VI.2.11 Appareils de mesure :

a) Mesure de débit

Les appareils les plus utilisés au niveau des installations sont :

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

On crée une contraction de la section d'écoulement. Cette contraction entraîne une augmentation de la vitesse d'écoulement au droit de l'appareil se traduisant par une diminution de la pression. La mesure s'effectue avec un capteur de pression différentielle. [7]

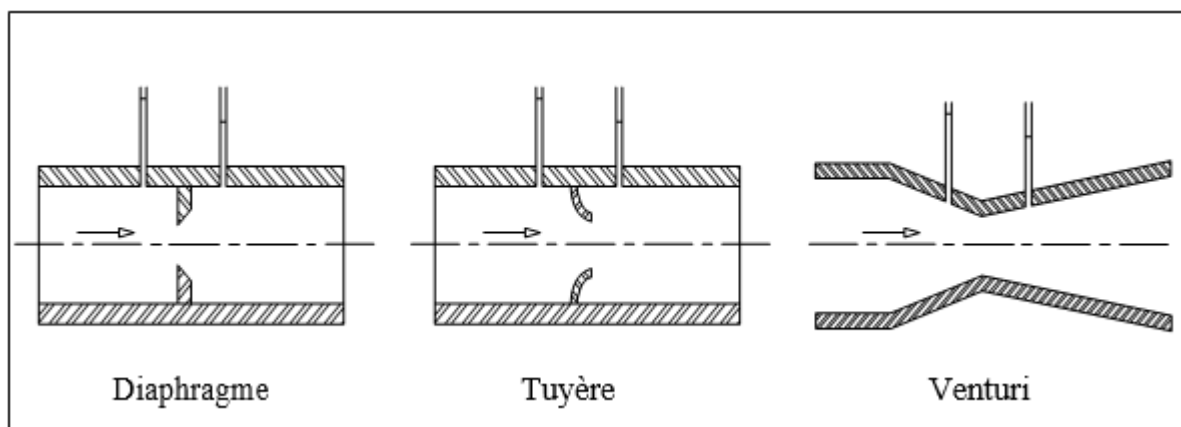


Figure VI.16. Débitmètres déprimogènes

b) Mesure de pression

Les types de manomètres les plus couramment utilisés sont les suivants :

- **Manomètres à aiguille** : Dans ces manomètres, le mouvement est transmis à l'aiguille par divers mécanismes, tels qu'un secteur denté, un levier ou une membrane. L'un des principaux avantages de cette technologie est la facilité d'étalonnage. Cependant, un inconvénient notable est l'usure rapide des dents, particulièrement si le manomètre est exposé à des vibrations fréquentes. Cette usure peut affecter la précision et la durabilité de l'instrument.
- **Manomètres à soufflet** : Ces manomètres utilisent un élément élastique en forme de soufflet comme organe actif. Lorsque la pression exerce une force sur le soufflet, celui-ci se déforme axialement. Les manomètres à soufflet présentent l'avantage de ne pas être affectés par le gel, ce qui les rend particulièrement utiles dans des environnements froids. En revanche, ils sont sensibles aux vibrations et peuvent être sujets à des problèmes de surchauffe, ce qui peut limiter leur performance dans certaines conditions.

Chaque type de manomètre a ses propres avantages et limites, et le choix entre eux dépend des conditions d'utilisation spécifiques et des exigences de précision de l'application.



Figure VI.17. Manomètre (d'après document BAMO)

VI.2.12. Organes de raccordement

Les organes de raccordement sont nécessaires pour :

- ✓ La déviation d'une partie d'écoulement ;
- ✓ L'introduction dans la conduite d'un débit supplémentaire ou son soutirage ;

- ✓ Le changement de diamètre de la conduite ;
- ✓ Le montage et le démontage des accessoires ;
- ✓ Le changement de direction de la conduite. [7]

Parmi ces organes on mention :

a) Coudes

Les coudes sont des éléments essentiels dans les réseaux de conduits, qu'ils soient maillés ou ramifiés, lorsqu'il est nécessaire de changer la direction de la conduite. Leur rôle est de permettre des virages dans le trajet des conduits sans compromettre leur intégrité. En général, les coudes sont fixés en place à l'aide de massifs de butées, qui doivent être correctement dimensionnés pour garantir une installation stable et sécurisée.

Il existe deux types de coudes, classifiés selon leurs méthodes de raccordement et leurs angles de déviation :

- Coudes à deux emboîtements.
- Coudes à emboîtement et à bout lisse.

Les coudes peuvent être fabriqués pour des angles α , de : $1/4$ (90°), $1/8$ (45°), $1/16$ ($22^\circ 30'$), $1/32$ ($11^\circ 15'$)

b) Cônes

Les cônes sont des éléments de transition essentiels pour connecter des conduits de diamètres différents ou pour assurer les raccordements aux pompes. Ils facilitent la jonction entre des conduits de tailles variées tout en maintenant l'efficacité du flux. Les types de cônes disponibles incluent :

- Cônes à deux emboîtements.
- Cônes à deux brides.
- Cônes à emboîtement et bride.

c) Tés

Les tés sont utilisés pour répartir ou ajouter des débits dans une canalisation. Ils sont particulièrement courants dans les réseaux maillés et ramifiés, ainsi que dans les systèmes d'adduction pour le piquage des canalisations. Les tés sont disponibles en deux configurations:

- Tés à trois emboîtements.
- Tés à deux emboîtements et brides.

d) Joints de démontage

Les joints de démontage sont des éléments essentiels pour faciliter l'entretien et le remplacement des composants dans les systèmes de conduits.

Ils sont disponibles sous différentes configurations pour répondre aux besoins spécifiques d'installation :

- Manchons à bouts lisses des deux extrémités.
- Manchons à deux emboîtements.
- Manchons à emboîtement et bout lisse.
- Manchons à deux brides.
- Manchons à bride et bout lisse.
- Manchons à emboîtement et bride.

Ces joints sont principalement utilisés lors de l'assemblage d'appareils accessoires tels que les vannes ou les clapets, ainsi que pour certains types de joints dans les systèmes de conduits.

VI.2.13. Les réducteurs de la pression :

Ce sont des organes de vannage qui introduisent une perte de charge variable, de manière à ce que la pression aval soit maintenue à une valeur constante de consigne, quel que soit le débit et la pression amont.

- Le réglage du clapet se fait directement par l'action de la pression aval sur un piston ou une membrane venant contrebalancer l'effet d'un ressort ou d'un contre poids.
- Les régulateurs de pression aval sont généralement utilisés pour limiter la pression dans les canalisations présentant une pente importante. Cela peut permettre de limiter les caractéristiques mécaniques de ces conduites.
- Les régulateurs de pression amont sont les mêmes appareils que les régulateurs aval mais inversés. Le réglage étant effectué par la pression amont. Cet appareil est destiné principalement à maintenir une pression suffisante dans une conduite gravitaire. ^[2]

Conclusion :

Dans ce chapitre, on décrira les accessoires essentiels pour le réseau d'alimentation en eau potable, afin de garantir son bon fonctionnement. Leur installation doit être réalisée avec soin, et les raccordements seront effectués par des professionnels qualifiés et expérimentés

Après une analyse approfondie de la zone d'étude et compte tenu du nature accidenté du terrain, nous avons adopté une méthode de pose de canalisation classique avec des régulateurs de pression. Étant donné que le réseau comprend des conduits de diamètres variés de la taille, la largeur et la profondeur de la tranchée seront variables le long du tracé.

Chapitre VII:

Protection anti b  lier

Introduction :

Le coup de bélier est un phénomène transitoire et oscillatoire qui se manifeste dans les conduites en charge à écoulement gravitaire ou en refoulement. Il peut être défini comme une étape du régime transitoire où les paramètres prépondérants (pression et vitesse) varient rapidement. Ce phénomène, causé par la manœuvre des robinets-vannes installés sur ces conduites ou l'arrêt instantané d'une pompe, nécessite une protection pour assurer la longévité et l'entretien des canalisations, ce qui est essentiel pour tout le réseau de distribution.

VII.1. Définitions sur le coup de bélier :

- Le coup de bélier, un phénomène spécifique au régime transitoire, se manifeste par des oscillations dans les conduites lorsqu'il y a des changements rapides dans le régime d'écoulement.
- Lorsqu'une conduite en charge subit une modification brusque du régime d'écoulement, cela génère une série d'ondes de pression qui se propagent le long de la canalisation et se réfléchissent aux extrémités. Ces ondes de pression créent des variations qui s'ajoutent à la pression normale initiale en chaque point. Cela peut entraîner des surpressions potentiellement dangereuses pour la conduite et ses équipements accessoires, ou des dépressions causant des cavitations. Ce phénomène transitoire est couramment appelé « coup de bélier ».
- En d'autres termes, le coup de bélier désigne une onde de choc hydraulique qui se produit lorsqu'un liquide incompressible comme l'eau est brusquement arrêté dans une conduite, entraînant ainsi un arrêt brutal de son écoulement.

VII.2. Les causes principales du coup de bélier :

- Arrêt brutal d'un ou plusieurs groupes électropompes.
- Démarrage d'un ou plusieurs groupes électropompes.
- Fermeture instantanée ou rapide d'une vanne de sectionnement. [4]
- La coupure du courant électrique dans une station de pompage, c'est la cause la plus connue du coup de bélier

VII.3. Les risques du coup de bélier :***VII.3.1 Pression leve :***

Lorsque la combinaison de la surpression due aux coups de bélier et de la pression initiale dépasse la pression maximale admissible de la conduite, cela peut entraîner des fissures dans la conduite et la défaillance des joints.

VII.3.2 Pression négative (dépression) :

Une pression négative peut se produire soit à la suite d'une forte surpression, soit après un arrêt brusque de la pompe. Si la pression descend en dessous de -10 mètres colonne d'eau (m.c.e), cela peut provoquer :

- L'implosion de la conduite

- L'aspiration des joints
- Le décollement de l'enduit interne de protection.

VII.3.3 Fatigue des conduites :

Les variations répétées entre surpression et dépression peuvent entraîner une fatigue des conduites.

VII.4. Description du phénomène transitoire :

On prend le cas de l'arrêt d'une pompe pour examiner les étapes du coup de bélier

Lors de l'arrêt d'une ou plusieurs pompes, le débit à travers la station de pompage est brusquement interrompu. Les clapets anti-retour situés en aval des pompes se ferment pour éviter la vidange de la conduite.

L'analyse du phénomène de coup de bélier peut être décomposée en quatre phases distinctes :

Première phase :

Lorsque la pompe s'arrête, l'eau continue à monter, mais la conduite n'est plus alimentée, ce qui engendre une dépression progressive dans la conduite. L'eau se déprime et la conduite se contracte successivement en raison de la diminution élastique de son diamètre.

L'onde de dépression se propage jusqu'au réservoir à une vitesse « a », mettant un temps de L/a pour atteindre ce réservoir.

Au bout de ce délai, la conduite est entièrement en dépression et l'eau est immobile.

Deuxième phase :

La conduite, étant déformée dans ses limites élastiques, retrouve son diamètre initial.  partir du réservoir, les sections successives se détendent, permettant à l'eau de redescendre dans la conduite. Après un temps de L/a (c'est-à-dire $2L/a$ depuis le début), l'eau est entièrement redescendue, mais est arrêtée par le clapet de protection de la pompe, qui est fermé.

Troisième phase :

La première section de fluide en contact avec le clapet est comprimée par les sections suivantes, entraînant une dilatation de la conduite. Une onde de pression se propage le long de la conduite du côté de la pompe vers le réservoir. Après un temps de L/a (soit $3L/a$ depuis le début), toute la conduite est dilatée, l'eau est immobile et sous pression.

Quatrième phase :

La conduite reprend son diamètre initial progressivement, de la pompe vers le réservoir, grâce à son élasticité. Après un temps de L/a (c'est-à-dire $4L/a$ depuis le début), la conduite retrouve la même situation qu'au moment de l'arrêt de la pompe. Ce phénomène pourrait se répéter indéfiniment s'il n'était pas atténué par les pertes de charge régulières.

Remarque :

L'analyse du phénomène dans le cas d'une conduite  écoulement gravitaire (comme lors de la manœuvre d'un robinet ou d'une vanne) suit exactement le même schéma que pour le refoulement,  condition de commencer par une surpression avant de passer  une dépression. Il suffit donc de reprendre l'explication en commençant par la troisième phase, suivie de la quatrième, puis la première et enfin la deuxième phase.

VII.5. Moyens de protection contre le coup de bélier :

Il existe plusieurs méthodes pour se protéger contre le coup de bélier. Ces méthodes visent soit  ralentir les changements de vitesse du fluide, soit  limiter les surpressions et dépressions générées. L'utilisateur doit évaluer l'ampleur des surpressions et des dépressions causées par le coup de bélier et, en fonction du profil de la canalisation, choisir le type de protection le plus adapté.

Parmi ces moyens on mention :

VII.5.1 Le volant d'inertie :

Le volant d'inertie est un dispositif constitué d'une masse fixée  l'arbre de la pompe. Il prolonge l'arrêt de la pompe en restituant l'énergie accumulée pendant son fonctionnement normal lors d'un arrêt brusque.

Ce système est efficace pour protéger les conduites de faible diamètre avec une longueur inférieure ou égale  100 mètres contre les dépressions.

VII.5.2. La Soupape de décharge :

La soupape de décharge est un composant qui s'ouvre pour permettre le passage d'un débit lorsque la pression intérieure dépasse une valeur prédéterminée.

Elle offre une protection efficace contre les surpressions,  condition d'être correctement entretenue. Cependant, elle peut entraîner un gaspillage d'eau potable en la libérant  l'extérieur de la conduite.

VII.5.3. Cheminées d'équilibre :

Les cheminées d'équilibre sont installées soit  la station de pompage, soit sur le tracé du refoulement dans les points hauts. Elles servent  injecter de l'eau dans la conduite en cas de dépression et  en libérer en cas de surpression.

Elles sont conçues pour des hauteurs géométriques relativement faibles et des conditions topographiques favorables.

VII.5.4. Les réservoirs d'air(anti-bélier) :

Un réservoir d'air est un conteneur métallique, installé  la station de pompage et connecté au refoulement juste en aval du clapet.

Il stocke de l'air sous pression pour assurer une alimentation continue en eau après l'arrêt du groupe. Ce dispositif simple protège l'installation contre les dépressions et les surpressions.

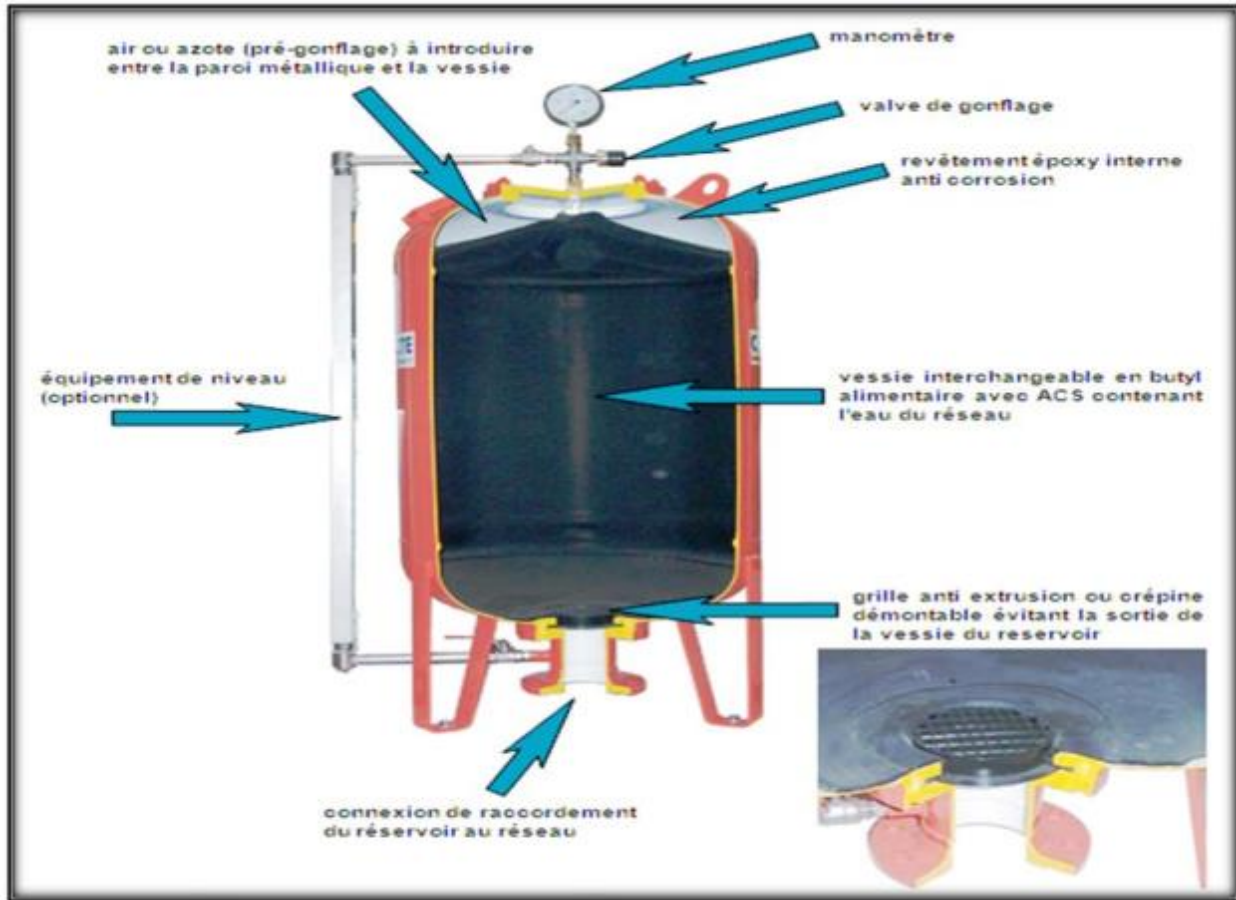


Figure VII.1. Schéma représentatif d'un réservoir anti-bélier (d'après document CHARLATTE)

VII.6. Principe de fonctionnement d'un réservoir anti-bélier :

Le réservoir est rempli d'eau et d'air. En fonctionnement normal, la pression de l'air à l'intérieur du réservoir équilibre la pression dans la conduite au point spécifique.

Lorsqu'un arrêt brusque se produit, le clapet se ferme puisque la pompe ne fournit plus de pression. L'air contenu dans le réservoir se détend alors et pousse de l'eau dans la conduite. L'eau, après avoir annulé sa vitesse, revient en arrière et remonte dans le réservoir, ce qui augmente la pression dans la conduite de refoulement.

Avantages du réservoir anti bélier :

- Il joue un rôle dans la protection contre les surpressions et les dépressions, et est adapté pour des hauteurs de refoulement moyennes à grandes.
- Il est également simple à installer et facile à surveiller et contrôler.

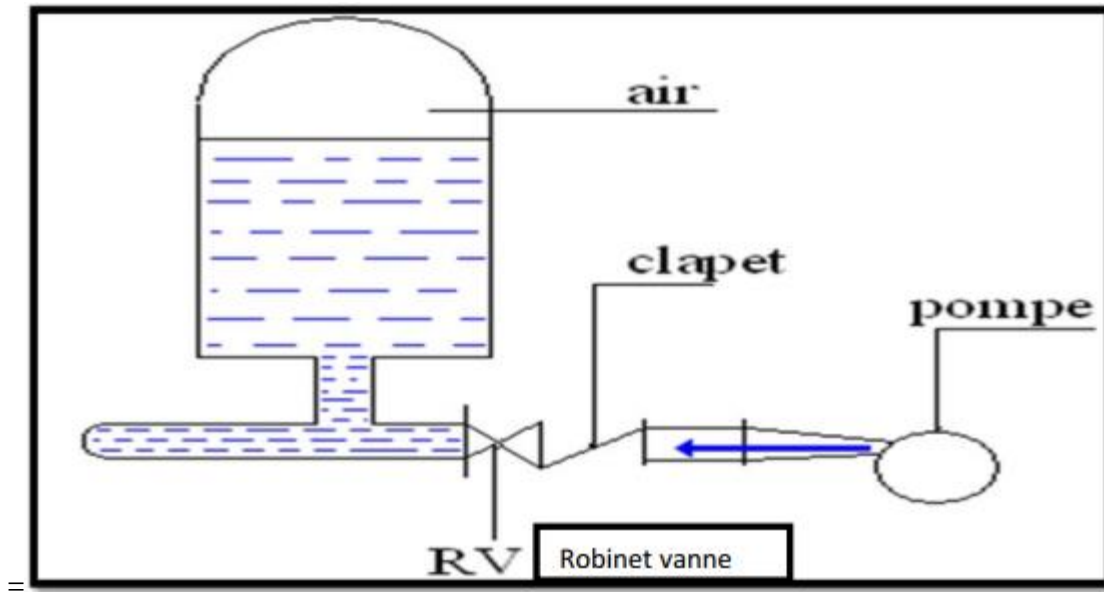


Figure VII.2. Principe de fonctionnement d'un réservoir anti-bélier

VII.7. Calcul du volume du réservoir anti-bélier : [5]

Le calcul du volume du réservoir d'air permet de déterminer les valeurs maximales de surpression et de dépression dans la conduite de refoulement.

On calcul le volume nécessaire du réservoir d'air, en utilisant la méthode de Vibert.

- C'est une méthode graphique simplifiée de détermination du volume d'air.
- Abstraction des pertes de charges dans la conduite.
- Non prise en compte de l'organe d'étranglement.

En fonctionnement normale, les caractéristiques de l'air dans le réservoir d'air sont données par Z_0 et U_0 .

Avec:

Z_0 : La pression absolue en mce. Pratiquement égal à :

$$Z_0 = H_g + 10 = 185 + 10 = 195$$

U_0 : volume d'air dans la cloche en régime permanent (m^3). Le volume d'air est calculé par la formule suivante :

$$U_0 = L.S. \cdot \frac{v_0^2}{2gZ_0} \cdot \frac{1}{f\left(\frac{Z}{Z_0}\right)} \quad (m^3)$$

Avec :

L : Longueur de la canalisation (m).

S : La section de la conduite (m^2).

V_0 : la vitesse initiale d'écoulement (m/s).

VII.7.1. Les caractéristiques de la conduite de refoulement :

L'adduction se fait par une conduite de refoulement de caractéristiques suivants :

Longueur : $L = 1147.4 \text{ m}$

Diamètre : $D = 315 \text{ mm}$

Conduite en PEHD d'épaisseur : $e = 35.2 \text{ mm}$

Hauteur géométrique : $H = 185 \text{ m}$

Débit refoulé : $Q_r = \frac{Q_{maxj}}{20} = \frac{6657.672}{20} = 0.09247 \text{ m}^3/\text{s}$

La section de la conduite : $S = \frac{\pi D^2}{4} \Rightarrow S = 0.04699 \text{ m}^2$

Vitesse d'écoulement : $V_0 = \frac{Q_r}{S} = 1.96 \text{ m/s}$

On pose $h_0 = \frac{v_0^2}{2g} = \frac{1.53^2}{2 \cdot 9.81} = 0.119 \text{ m}$

Donc $\frac{h_0}{z_0} = \frac{0.119}{195} = 6 \cdot 10^{-4}$

On pose $z_{max} = z_0 + \frac{C \cdot v}{g}$

Avec C : Célérité d'onde

Calcul de la célérité d'onde :

On utilise la formule de SALAH.B :

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{K 2a(1-v_m^2)(1-v_s)}{(1-v_m^2)aE_s + E_m e_m(1-v_s)}}} \quad (\text{m/s})$$

Avec:

a : rayon intérieur de la conduit (m).

v_m : coefficient de poisson du matériau de la conduite en PEHD. $v_m = 0.46$

v_s : coefficient de poisson du sol entourant la conduite. $v_s = 0.33$

E_m : module de Young du matériau de la conduite. $E = 3.10^9 \text{ Pa}$

E_s : module de Young du sol considéré. $E_s = 2 \cdot 10^8 \text{ Pascal}$

e_m : paisseur de la conduite(m).

K : coefficient d'élasticité de l'eau ; $K = 2.07 \cdot 10^9 \text{ Pa}$

ρ : masse volumique de l'eau ; $\rho = 1000 \text{ kg / m}^3$

Application numérique : $C = 665.11 \text{ m/s}$

VII.7.2. Calcul de volume d'air :

- La charge en tenant compte du coup de bélier :

$$H_g + \frac{C \cdot v_0}{g} = 185 + \frac{665.11 \cdot 1.53}{9.81} = 288.73 \text{ m}$$

- La charge statique absolue :

$$Z_0 + 10 = 195 \text{ m}$$

- La charge maximale absolue :

$$Z_{max} = 288.73 + 10 = 298.73$$

$$\diamond \frac{Z_{max}}{Z_0} = 1.53$$

$$\diamond \frac{h_0}{z_0} = 6 \cdot 10^{-4}$$

Apr  s l'utilisation de l'Abaque de **VIBERT (Annexe VII-1)** on trouve :

$$\frac{U_0}{L.S} = 6.7 * 10^{-3} \Rightarrow U_0 = 6.7 * 10^{-3} * L * S = 6.7 * 10^{-3} * 1147.4 * 0.04699 = 0.361 \text{ m}^3$$

$$\frac{Z_{min}}{Z_0} = 0.675 \Rightarrow Z_{min} = 0.675 * Z_0 = 0.675 * 195 = 131.625 \text{ m}$$

$$U_0 Z_0 = U_{max} Z_{min} \Rightarrow U_{max} = \frac{U_0 Z_0}{Z_{min}} = \frac{0.361 * 195}{131.625} = 0.53 \text{ m}^3$$

En tenant compte de la s  curit   : $U_{max} = 700$ litres

Conclusion :

Au cours de ce chapitre, nous avons   tudi   l'  volution d'un r  gime transitoire suite    l'arr  t brutal d'une pompe, ainsi que la description physique du ph  nom  ne de coup de b  lier. Nous avons   galement appris    dimensionner le r  servoir d'air n  cessaire pour une adduction par refoulement.

Et on a dimensionn   le r  servoir d'air qui est de volume 700 l.

Chapitre VIII:

Organisation du
chantier

Introduction :

L'organisation d'un chantier implique de planifier et de coordonner les ressources nécessaires pour réaliser les travaux dans les meilleures conditions et dans les délais les plus courts.

Les étapes pour la construction d'un réseau de distribution d'eau potable sont les suivantes :

- Implantation des traces des tranchées sur le terrain.
- Excavation des tranchées.
- Pose des conduites.
- Essai des joints et des canalisations.
- Protection contre la corrosion pour les conduites métalliques.
- Remblaiement des tranchées.

VIII.1. Implantation des traces des tranchées sur le terrain :

VIII.1.1 Matérialisation :

On marque l'axe de la tranchée sur le terrain en utilisant des jalons disposés en ligne droite, espacés de 50 mètres. Cette opération se fait en mesurant les distances sur le plan en se référant des repères fixes ou des bornes.

La direction des axes et leurs extrémités sont ainsi bien déterminées.

VIII.1.2. Nivellement de la plate de forme de pose :

Le nivellement consiste à mesurer les différences d'altitude entre deux ou plusieurs points situés sur une pente uniforme.

Il permet de définir le relief d'un terrain en établissant l'altitude de plusieurs points, toutes les cotes étant référencées par rapport à un niveau appelé plan de comparaison.

En présence d'obstacles sur le terrain, le nivellement est réalisé par cheminement, et un simple calcul permet de déterminer l'altitude de chaque point ainsi que la profondeur des tranchées à ces points.

VIII.1.3. Excavation des tranchées :

En fonction des caractéristiques du terrain, l'excavation sera effectuée mécaniquement. La profondeur minimale de la tranchée à creuser est de 0.8 m par rapport à la génératrice supérieure de la conduite, pour les raisons suivantes :

- Maintenir la fraîcheur de l'eau pendant les périodes de forte chaleur.
- Ne pas entraver les activités agricoles (exploitation).
- Protéger la canalisation contre le gel.

VIII.2. Choix de la section transversale de tranchée :

La largeur de la tranchée doit être suffisamment grande pour permettre à un opérateur de travailler aisément, et elle augmente en fonction des diamètres des conduites à installer.

L'excavation des tranchées se fait par tronçons successifs, en commençant par les points les plus élevés pour faciliter, si nécessaire, l'écoulement naturel des eaux d'infiltration.

Ainsi, l'excavation requiert la détermination de plusieurs paramètres, tels que :

- La profondeur de la tranchée (H_{tr})
- La largeur de la tranchée (b)

VIII.2.1. Profondeur de la tranchée :

La profondeur de la tranchée dépend du diamètre de la conduite. Elle est donnée par la relation suivante :

$$H_{tr} = D + h + h_1$$

Avec :

H_{tr} : profondeur de la tranchée (m).

D : diamètre extérieur de la conduite (m).

h : hauteur de la génératrice supérieure de la conduite à la surface du sol. On prend : $h=1$ m.

h_1 : épaisseur du lit de pose $h_1 = 0.2$ m.

D'où : $H_{tr} = 1.20 + D$ (m)

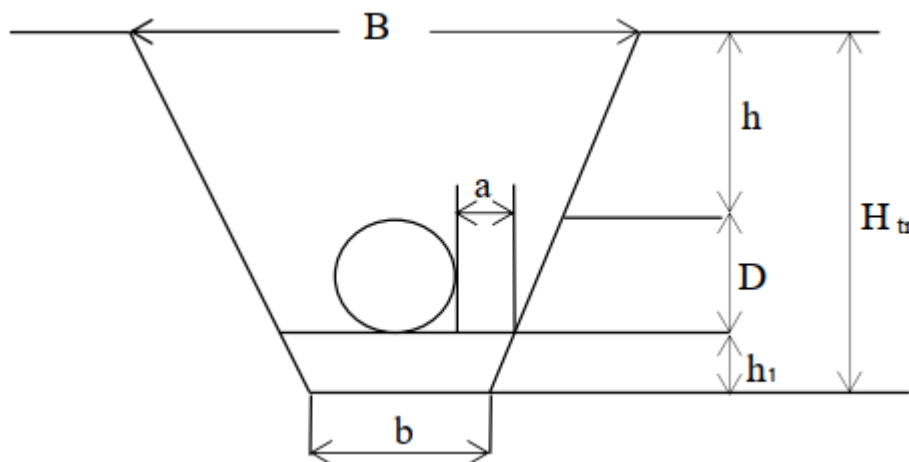


Figure VIII.1. Coupe transversale d'une tranchée

VIII.2.2. Largeur de la tranchée :

La largeur de la tranchée sera calculée en fonction du diamètre de la conduite on laisse 30 cm d'espace de chaque côté de la conduite.

$$b = D + 0,6 \text{ m.}$$

Avec

b : largeur de la tranchée (m)

D : diamètre de la conduite (m).

VIII.2.3. Choix de la section de la tranchée :

$$W = b \cdot H_{tr}$$

Avec :

W: Section de la tranchée

VIII.3. Choix du coefficient du talus :

Pour assurer la stabilité du talus de la tranchée pendant la pose des conduites, il est nécessaire de déterminer le coefficient de talus, lequel dépend de la profondeur de la tranchée et de la nature du sol.

Tableau VIII.1. Choix du coefficient du talus

Sol	Profondeur de la tranchée	
	Jusqu'à 1.5m	Jusqu'à 3m
Sable	m= 0.5	m= 1
Limon sableux	m=0.25	m= 0.67
Limon argileux	m= 0	m= 0.5

Source : (cours Mr kahlerrass).

Dans notre cas le sol est **limon argileux** donc m=0

VIII.4. Choix des engins :

Le choix des engins est très important dans la réalisation des travaux, chaque opération à un engin qui lui convient

VIII.4.1. Pour le décapage de la couche de la terre végétale :

Pour les terrains très difficiles, on utilise généralement un bulldozer, mais l'engin le mieux adapté à ce type de travaux est la niveleuse.

Il existe deux types de niveleuses : la niveleuse automotrice, également appelée motor grader, et la niveleuse tractée, ou grader. La motor grader est constituée de :

- Un tracteur à quatre roues ou à deux roues, prolongé à l'avant par un long bras coudé reposant sur un essieu à deux roues directrices (train avant), qui est commandé depuis le tracteur. Les roues sont inclinables sur leur essieu pour permettre à la niveleuse de se déplacer sur tout type de terrain, y compris les fortes pentes transversales.
- Une couronne circulaire.

- Une lame (outil de travail) montée sur la couronne, pouvant pivoter ou se déplacer dans son prolongement. Cela permet à la lame de prendre toutes les positions possibles dans le plan de la couronne et de s'incliner selon les besoins.

Les mouvements combinés de la lame et de la couronne permettent à l'outil d'occuper toutes les positions dans l'espace, offrant ainsi une grande mobilité pour divers travaux. Cependant, ce type d'engin est désormais moins utilisé.



Figure VIII.2. Bulldozer

VIII.4.2. Utilisation de niveleuse :

En plus de ses fonctions de terrassement et de finition, la niveleuse possède plusieurs autres applications :

- Débroussaillage sur des terrains légers, sans gros arbustes ni grandes pierres.
- Décapage des couches végétales sur une faible épaisseur.
- Creusement ou curage des fossés en inclinant la lame sur le côté. Les terres extraites par la lame remontent le long de celle-ci et se déposent en bordure du fossé.

VIII.4.3. Pour l'excavation des tranchées :

On utilise une pelle équipée d'un rétro.

Les pelles sont des engins de terrassement adaptés à tous types de terrains. Leur fonction principale est d'exécuter les déblais et de les charger. Ce sont des engins à fonctionnement discontinu, c'est-à-dire que leur cycle de travail se compose des phases suivantes :

- Temps de fouille.

- Temps de transport.
- Temps de déchargement.
- Temps de remise en position pour les déblais.

Ces engins sont largement répandus et utilisés en raison de leur rendement élevé et de la qualité du travail qu'ils permettent d'obtenir.



Figure VIII.3. Pelle hydraulique

VIII.4.4. Pour le remblaiement des tranchées :

Pour les grands travaux de ce type, l'engin le mieux adapté est le chargeur.

Les chargeurs sont des tracteurs équipés à l'avant de deux bras articulés, actionnés par des vérins, et portant un godet.

Pour des travaux ne sont pas très importantes, on utilise plutôt le rétrochargeur.



Figure VII.4. Chargeur

VIII.4.5. Pour le compactage :

L'engin qui convient à cette opération c'est le rouleau lisse, Il comprend :

- Un châssis.
- Des roues larges (cylindres) avec une couche d'usure d'acier au manganèse.
- Les organes de manœuvre.

VIII.5. Calcul des volumes des travaux : [6]

VIII.5.1. Volume du décapage de la couche végétale :

$$V_{\text{déc}} = B \times H \times L$$

$V_{\text{déc}}$: volume de la couche végétale (m^3).

B : largeur de la couche végétale (m).

H : profondeur de la couche végétale (On prend $H=0.1m$).

L : longueur de la couche végétale (m).

VIII.5.2. Volume du déblai des tranchées :

$$V_d = L \times B \times H$$

V_d : volume du déblai des tranchées (m^3).

L : longueur totale de la tranchée (m).

B : largeur de la tranchée (m).

H : profondeur de la tranchée (m).

VIII.5.3. Volume occupé par le lit de sable :

$$V_{ls} = e \times L \times B$$

V_{ls} : volume du lit de sable (m^3).

e : épaisseur de la couche de sable (on prend $e=0,2m$).

L : longueur totale de la tranchée (m).

B : largeur de la tranchée (m).

VIII.5.4. Volume occupé par les conduites :

$$V_{cond} = \left(\frac{\pi \times D_{ext}}{4} \right)^2 \times L$$

V_{cond} : volume de la conduite (m^3).

D_{ext} : diamètre extérieur de la conduite (m).

L : longueur totale de la tranchée (m).

VIII.5.5. Volume du remblai de protection :

$$V_{rem} = V_d - (V_{cond} + V_{déc} + V_{ls})$$

V_{rem} : volume du remblai (m^3)

VIII.5.6. Volume excédentaire :

$$V_{exc} = V_f - V_{rem}$$

V_{exc} : volume du sol excédentaire (m^3).

V_f : volume du sol foisonné.

V_{rem} : volume du remblai

Sachant que : $V_f = V_d * K_f$

V_f : volume du sol foisonné (m^3).

V_d : volume du déblai (m^3).

K_f : coefficient de foisonnement

Tableau VIII.2. Coefficient de foisonnement

Type de sol	K_f
Sable, matériaux fins	1,08-1,17
Limon argileux	1,14-1,28
Argile	1,25 -1,30

Source : (cours Mr kahlerass).

La texture de notre zone d'étude est Limon argileuse, Pour cela on prend

$K_f = 1,25$

Tableau VIII.3. Calcul des différents volumes

D (mm)	Longueur (m)	largeur (m)	hauteur (m)	V déblai (m^3)	V déc (m^3)	V lit de sable (m^3)	V conduite (m^3)
63	2092	0.66	1.26	1751.78	138.70	277.40	6.52
90	1855.5	0.69	1.29	1651.58	128.03	256.06	5.78
110	566.7	0.71	1.31	527.09	40.24	80.47	1.77
125	2359.9	0.73	1.33	2266.98	171.09	342.19	7.35
160	1240.1	0.76	1.36	1281.77	94.25	188.50	3.86
200	362.3	0.80	1.40	405.78	28.98	57.97	1.13
250	591.2	0.85	1.45	728.65	50.25	100.50	1.84
400	18.92	1.00	1.60	30.27	1.89	3.78	0.06
la somme				8643.89	653.43	1306.87	28.31

D (mm)	Longueur (m)	largeur (m)	hauteur (m)	V remblai (m ³)	V foi (m ³)	Vex (m ³)
63	2092	0.66	1.26	1329.16	1661.45	332.29
90	1855.5	0.69	1.29	1261.71	1577.14	315.43
110	566.7	0.71	1.31	404.61	505.77	101.15
125	2359.9	0.73	1.33	1746.35	2182.94	436.59
160	1240.1	0.76	1.36	995.16	1243.95	248.79
200	362.3	0.80	1.40	317.70	397.12	79.42
250	591.2	0.85	1.45	576.06	720.07	144.01
400	18.92	1.00	1.60	24.54	30.67	6.13
la somme				6655.28	8319.10	1663.82

VIII.6. Calcul des coûts des travaux :

Les coûts des travaux du réseau de distribution et du réservoir sont mentionnés dans le tableau suivant (VIII.4.)

Tableau VIII.4. Devis quantitatif et estimatif

N°	Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
A	Travaux de terrassement				
1	Décapage terre végétale	m ³	653.43	120.00	78411.6
2	Déblai	m ³	8643.89	600.00	5186334
3	Lit de sable	m ³	1306.87	1200.00	1568244
4	Remblai	m ³	6655.28	600.00	3993168
5	Evacuation du déblai excédentaire	m ³	1663.82	120.00	199658.4
B	Canalisation				
	Canalisation en PEHD PN 16				
	Ø63	ml	2092	612.64	1281642.88
	Ø90	ml	1855.5	1203.66	2233391.13
	Ø110	ml	566.7	1763.20	999205.44
	Ø125	ml	2359.9	2280.37	5381445.16
	Ø160	ml	1240.1	3606.94	4472966.29
	Ø200	ml	362.3	5576.82	2020481.89
	Ø250	ml	591.2	8501.43	5026045.42
	Ø400	ml	18.92	21260.99	402257.931
				HT	32843252.14
				TVA	19%
				TTC	39083470.05

Conclusion :

Ce chapitre nous a permis de savoir comment faire les travaux pour réaliser un réseau d'alimentation en eau potable sur un chantier dans les meilleures conditions et le bon fonctionnement

Nous avons estimé les volumes nécessaires des travaux, et aussi le coût total en T.T.C du projet à 39083470.05 DA.

Conclusion

Générale

Conclusion générale :

Dans ce mémoire, nous avons fait une étude du système d'alimentation en eau potable pour la zone du Pont de Bougie, située dans la Wilaya de Tizi Ouzou à partir de barrage Taksebt afin d'améliorer la situation hydraulique de cette région.

Dans un premier temps, une collecte approfondie des données relatives aux caractéristiques de la population a été effectuée avec l'aide des différentes administrations concernées. Cela nous conduit à une description détaillée de la zone d'étude ainsi qu'à une estimation des besoins en eau pour l'horizon 2054. À cette date, la population prévue sera de 31 241 habitants, avec des besoins estimés à long terme de 6 657,672 m³/j, soit environ 77,06 l/s.

Pour satisfaire ce besoin, nous avons d'abord évalué la capacité des réservoirs existants et avons ensuite réalisé un troisième réservoir d'une capacité de 300 m³ et son emplacement est choisi à côté des 2 autres réservoirs de telle sorte à assurer une alimentation gravitaire. Sur la base de ces besoins, nous avons dimensionné notre réseau.

Lors de l'étude du réseau de distribution, nous avons choisi un réseau maillé avec des conduites en PEHD PN 16 bars en raison de la nature accidentée du terrain. Le réseau a été simulé à l'aide du logiciel EPANET pour deux scénarios : le débit de pointe seul et le débit de pointe avec le débit d'incendie. ensuite on a dimensionné l'adduction (station de pompage - réservoir) avec une protection contre le coup de bélier par un réservoir d'air de 200 litre de capacité.

Nous avons conclu notre travail en détaillant les méthodes de pose des canalisations ainsi que le calcul des devis estimatifs et quantitatifs du projet, dont le coût total est évalué à 39 083 470,05 DA, soit trente-neuf millions huit cent trois mille quatre cent soixante-dix dinars algériens.

Cette étude nous a offert l'occasion de mettre en pratique l'ensemble des connaissances acquises au cours de notre formation en hydraulique. Nous espérons également que ce mémoire sera bénéfique pour les futurs étudiants dans le domaine de l'alimentation en eau potable.

Références

Bibliographiques

Références Bibliographiques :

- [1] AMMARI A : Cours De L'hydraulique générale de 3eme année.
- [2] Dupont : Hydraulique urbaine (Tome II) (Éditions Eyrolles paris 1979)
- [3] J.BONIN.A ; Aide-mémoire d'hydraulique urbaine
Edition Eyrolles paris 1982.
- [4] SALAH B : Polycopie Cours d'alimentation en eau potable ENSH 1993
- [5] SALAH B : d'alimentation en eau potable des agglomérations ENSH 201
- [6] KAHLERRAS.D : Cours d'ODC et de Protection et sécurité du travail. ENSH
- [7] CYRIL GOMELA et HENRI GUERREE ; Guide de l'alimentation en eau.
dans les agglomérations urbaines et rurales, Paris 1985

Mémoires de fin d'études

- Aboubakeur, Y. (2018). Etude du reseau d'alimentation en eau potable de l'extension de la ville de Zelfana (w. Ghardaia) (Doctoral dissertation).
- Yahia, A. (2018). Conception du réseau d'alimentation en eau potable de la nouvelle ville de Bouinan<< 5000 logements>>(w. Blida) (Doctoral dissertation).

Annexes

Annexe (II.1)

AnnexeII.1. Répartition horaire des pourcentages du débit maximum journalier

Heures	Nombre d'habitants				
(h)	Moins de 10000	10001à 50000	50001à 100000	Plus de 100000	Agglomération de type rurale
0-1	1.00	1.5	03	3.35	0.75
1-2	1.00	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	1.00	1.5	2.5	3.3	01
3-4	1.00	1.5	2.6	3.2	01
4-5	2.00	2.5	3.5	3.25	03
5-6	3.00	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	5.00	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.50	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.50	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.50	6.25	4.6	5.05	3.5
10-11	4.50	6.25	4.8	4.85	06
11-12	5.50	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	7.00	5.00	4.4	4.6	8.5
13-14	7.00	5.00	4.1	4.55	06
14-15	5.50	5.50	4.2	4.75	05
15-16	4.50	6.00	4.4	4.7	05
16-17	5.00	6.00	4.3	4.65	3.5
17-18	6.50	5.50	4.1	4.35	3.5
18-19	6.50	5.00	4.5	4.4	06
19-20	5.00	4.50	4.5	4.3	06
20-21	4.50	4.00	4.5	4.3	06
21-22	3.00	3.00	4.8	3.75	03
22-23	2.00	2.00	4.6	3.75	02
23-24	1,00	1.50	3.3	3.7	01

Annexe VII.1. Abaque de VIBERT

ABaque

DE M. VIBERT

POUR LE CALCUL SIMPLIFIÉ
DES RÉSERVOIRS D'AIR

