



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 DE LA VILLE DE M'FATHA (W. MEDEA)**

Présenté Par :

ZIREK Mohamed Hamza

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
Mme DJOUDAR/HALLAL Dahbia	M.C.A	Président
Mme TOUAHIR Sabah	M.A.A	Examinateur
M BOUNNAH Younes	M.A.A	Examinateur
M KAHLERRAS Djilali	M.C.A	Promoteur

Session juillet 2025

Dédicaces

Je tiens à dédier ce travail, aussi modeste soit-il, en témoignage de ma profonde gratitude et de mon respect :

À mes très chers parents, pour les sacrifices qu'ils ont consentis afin que je puisse atteindre cet objectif.

À mon frère et ma sœur, pour leur soutien indéfectible.

À toute ma grande famille, pour leur encouragement constant.

À tous mes amis, pour leur présence et leur bienveillance.

Et enfin, à tous les élèves ingénieurs que j'ai eu la chance de croiser sur mon chemin.

Mohamed Hamza

Remerciement

*Avant toute chose, je tiens à exprimer ma profonde gratitude envers **Allah**, qui a illuminé mon chemin, m'a guidé et m'a donné la force et le courage de mener à bien mes études.*

*Un merci sincère et chaleureux à mon promoteur, **M. Djilali Kahlerras**, pour ses précieux conseils et son orientation qui m'ont permis de mener ce travail à son terme.*

Je souhaite également remercier :

Les membres du jury pour avoir accepté d'évaluer mon travail

Le corps enseignant et les étudiants de l'ENSH pour leur soutien et leur collaboration

Tous mes encadreurs de stage pour leur accompagnement et leurs enseignements

Toutes les personnes qui, de près ou de loin, ont contribué à l'élaboration de ce mémoire

ملخص

يتناول هذا العمل دراسة نظام التزويد بالمياه الصالحة للشرب لمدينة مفتح، الواقعة في ولاية المدية. الهدف الرئيسي من هذه الدراسة هو تصميم نظامين متكاملين: نظام الامداد، الذي يضمن نقل المياه من البئرين فحيص وركابت F3 إلى الخزان المقترح للتوزيع، وشبكة التزويد بالمياه الصالحة للشرب، من أجل تزويد هذه المدينة بالمياه وتلبية احتياجات سكانها وذلك بتكلفة إجمالية تقدر بـ 84 346 420.01 دينار جزائري، وبمدة إنجاز تُقدّر بحوالي 7 أشهر وأسبوعين.

الكلمات المفتاحية:

نظام التزويد بالمياه الصالحة للشرب، خزان التوزيع، نظام الامداد، بئر ارتوازي.

Résumé

Ce travail porte sur l'étude de l'alimentation en eau potable de la ville de M'fatha, située dans la wilaya de Médéa. L'objectif principal de cette étude est de concevoir deux systèmes complémentaires : un système d'adduction, assurant le transfert de l'eau depuis les deux forage Fehis et Rekabet F3 jusqu'au réservoir de distribution projeté et un réseau de distribution pour approvisionner cette ville et répondre aux besoins en eau de sa population nouvellement installée pour un coût total estimé à 84 346 420.01 Dinars Algérien (DA), avec une durée d'exécution évaluée à environ 7 mois et 2 semaines.

Mots-clés :

Système d'alimentation en eau potable, réservoir de distribution, système d'adduction, forage

Abstract

This work focuses on the study of the drinking water supply system for the city of M'fatha, located in the wilaya of Medea. The main objective of this study is to design two complementary systems: a water conveyance system, ensuring the transfer of water from the two boreholes Fehis and Rekabet F3 to the proposed distribution reservoir, and a potable water supply system designed to supply the city and meet the water needs of its newly settled population. The total estimated cost of the project is 84 346 420.01 Algerian Dinars (DA), with an estimated execution period of approximately 7 months and 2 weeks.

Keywords:

Potable water supply system, distribution reservoir, water conveyance system, borehole.

Table des matières

Introduction générale	2
Chapitre I: Présentation de la zone d'étude	
I.1. Introduction	4
I.2. Situation géographique	4
I.3. Situation climatologique	5
I.3.1. Hydrologie	5
I.3.2. Géologie et géotechnique	5
I.3.3. La pluviométrie	6
I.3.4. La température	6
I.3.5. Le vent	6
I.3.6. L'humidité	7
I.3.7. Le soleil	7
I.4. Ressources en eau	7
I.5. Conclusion	8
Chapitre II: Estimation des besoins en eau	
II.1. Introduction	10
II.2. Evaluation de la population	10
II.2.1. Recensement 2022	10
II.2.2. Estimation de la population future	10
II.3. Catégories des besoins	10
II.4. Estimation des besoins en eau	11
II.4.1. Choix de la dotation	11
II.4.1.1. Rendements des réseaux	12
II.4.1.2. Rendements de distribution	13
II.4.2. Les besoins moyens	13
II.4.2.1. Les besoins domestiques	13
II.4.2.2. Les besoins des équipements	14
II.4.3. Etude de variation de la consommation	14
II.4.3.1. Variation de la consommation journalière	14
II.4.3.2. Variation de la consommation horaire	16
II.4.4. Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant	17
II.5. Conclusion	20
Chapitre III: Etude de l'adduction	
III.1. Introduction	22
III.2. Types d'adduction	22
III.2.1. Adduction gravitaire	22
III.2.2. Adduction par refoulement	22
III.2.3. Adduction mixte	22
III.3. Choix du tracé	22
III.4. Choix du matériau de la conduite	23
III.4.1. Critères techniques	23

III.4.2. Critères économiques:	23
III.5. Dimensionnement de l'adduction	23
III.5.1. Méthodes de calcul	23
III.5.1.1. Adduction gravitaire	23
III.5.1.2. Adduction par refoulement	24
III.5.1.2.1. Les frais d'exploitation	24
III.5.1.2.2. Les frais d'amortissement	26
III.5.1.2.3. Calcul du bilan	27
III.5.1.2.4. Etude de pompage	27
III.5.2. Dimensionnement de l'adduction à partir de forage Fehis.....	29
III.5.3. Dimensionnement de l'adduction à partir de forage Rekabet F3	34
III.6. Protection contre le coup de bélier.....	38
III.6.1. Définition	38
III.6.2. Causes du coup de bélier.....	39
III.6.3. Les risques dus aux coups de bélier	39
III.6.3.1. Risque de forte pression.....	39
III.6.3.2. Risque de pression négative (dépression)	40
III.6.3.3. Fatigue du tuyau	40
III.6.4. Analyse physique du coup de bélier dans les conduites.....	41
III.6.4.1. Hypothèses	41
III.6.4.2. Notations.....	41
III.6.4.3. Formule d'Allievi donnant la célérité des ondes « c ».....	43
III.6.4.4. Calcul de la valeur maximale de la surpression et de la dépression dans les conduites.....	43
III.6.5. Les moyens les plus utilisés de protection contre le coup de bélier	44
III.6.5.1. Les volants d'inertie (protection contre la dépression)	44
III.6.5.2. Soupapes de décharge (protection contre la surpression)	44
III.6.5.3. Cheminée d'équilibre	44
III.6.5.4. Les réservoirs d'air	45
III.6.5.4.1. Méthodes de calcul du réservoir d'air.....	45
III.6.5.4.2. Calcul du réservoir d'air pour la conduite d'adduction à partir de forage Fehis:	47
III.6.5.4.3. Calcul du réservoir d'air pour la conduite d'adduction à partir de forage Rekabet F3	49
III.7. Conclusion	51

Chapitre IV: Réservoir et capacité de stockage

IV.1. Introduction.....	53
IV.2. Rôles des réservoirs	53
IV.3. Emplacement des réservoirs	54
IV.4. Classification des réservoirs	54
IV.5. Choix du type de réservoir	54
IV.6. Équipements du réservoir	55
IV.6.1. Équipements d'intervention	55
IV.6.2. Équipements hydraulique	56
IV.6.2.1. Conduite d'adduction (l'arrivée)	56
IV.6.2.2. Conduite de distribution (départ).....	56
IV.6.2.3. Conduite du trop-plein.....	57
IV.6.2.4. Conduite de vidange	57
IV.6.2.5. Conduite BY-PASS	57
IV.6.2.6. Matérialisation de la réserve d'incendie	57

IV.7. Méthodes de calcul des capacités des réservoirs	58
IV.7.1. La méthode analytique.....	58
IV.7.2. La méthode graphique	59
IV.7.3. Calcul du débit d'apport (Q_{app})	59
IV.7.4. Calcul du volume utile du réservoir	60
IV.8. Dimensionnement du réservoir.....	61
IV.8.1. Calcul de la section du réservoir	61
IV.8.2. Calcul du diamètre du réservoir.....	61
IV.8.3. Hauteur de la réserve d'incendie.....	61
IV.9. Conclusion	62

Chapitre V: Conception de réseau de distribution

V.1. Introduction.....	64
V.2. Classification des réseaux de distribution	64
V.2.1. Réseau ramifié.....	64
V.2.2. Réseau maillé.....	64
V.2.3. Réseau mixte (combiné).....	65
V.2.4. Réseau étagé.....	65
V.3. Choix de types de réseau.....	66
V.4. Choix de types de matériau des conduites	66
V.4.1. Conduites en PEHD	66
V.4.1.1. Les avantages.....	66
V.4.1.2. Les inconvénients	67
V.5. Paramètres des réseaux	67
V.5.1. Débit.....	67
V.5.2. Choix du diamètre	67
V.5.3. Vitesse d'écoulement	67
V.5.4. Pression	67
V.6. Dimensionnement du réseau	67
V.6.1. Détermination des débits.....	67
V.6.1.1. Débit spécifique	67
V.6.1.2. Débit en route	67
V.6.1.3. Débit nœud	68
V.6.2. Calcul des différents débits du réseau	68
V.6.2.1. Cas de pointe	68
V.6.2.2. Cas de pointe + incendie.....	71
V.6.3. Logiciel EPANET	71
V.6.3.1. Présentation du logiciel EPANET	71
V.6.3.2. Modélisation hydraulique	71
V.6.4. Résultats de la simulation hydraulique du réseau.....	72
V.6.4.1. Cas de pointe	72
V.6.4.2. Cas de pointe + incendie.....	76
V.6.5. Interprétation des résultats	80
V.7. Conclusion	81

Chapitre VI: Pose de canalisation et accessoires

VI.1. Introduction.....	83
-------------------------	----

VI.2. Pose de canalisation	83
VI.2.1. Différents types de pose de canalisation:	83
VI.2.1.1. La pose en terrain ordinaire	83
VI.2.1.2. Pose en terrain peu consistant.....	84
VI.2.1.3. Pose en galerie.....	84
VI.2.1.4. Pose en Pente.....	85
VI.2.1.5. Traversée de rivière	85
VI.2.1.6. Pose des conduites en traversées des routes	86
VI.2.1.7. Stabilisation des conduites	86
VI.2.2. Techniques d'assemblage des canalisations	87
VI.3. Les accessoires et pièces spéciales	88
VI.3.1. Les accessoires du réseau	88
VI.3.1.1. Les robinet-vannes	88
VI.3.1.2. Clapet anti-retour.....	89
VI.3.1.3. Régulateur de pression	89
VI.3.1.4. Ventouses	90
VI.3.1.5. Vannes de décharge.....	90
VI.3.1.6. Mesure de débit et de pression	91
VI.3.2. Les pièces spéciales de raccordements	91
VI.3.2.1. Les coudes	91
VI.3.2.2. Les cônes	92
VI.3.2.3. Les croix de jonction	92
VI.3.2.4. Les tés.....	92
VI.3.2.5. Les manchons	93
VI.4. Conclusion	93

Chapitre VII: Organisation de chantier

VII.1. Introduction	95
VII.2. Définition de l'organisation de chantier	95
VII.3. Différents travaux concernant la mise en place des conduites	95
VII.3.1. Implantation du tracé.....	95
VII.3.2. Décapage de la couche végétale	95
VII.3.3. Réalisation des tranchées.....	95
VII.3.3.1. La largeur de la tranchée	96
VII.3.3.2. La profondeur de la tranchée.....	96
VII.3.4. Mise en place du lit de sable.....	96
VII.3.5. Pose des conduites	96
VII.3.6. Remblayage des tranchées.....	96
VII.3.7. Nivellement et compactage	96
VII.4. Calcul du volume des travaux	97
VII.4.1. Pose des conduites (réseau + adduction)	97
VII.4.1.1. Volume du décapage de la couche végétale	97
VII.4.1.2. Le volume du déblai des tranchées	97
VII.4.1.3. Volume occupé par le lit de sable	97
VII.4.1.4. Volume occupé par la conduite.....	97
VII.4.1.5. Volume du remblai de protection.....	98
VII.4.2. Calcul du réservoir	98
VII.4.2.1. Le diamètre extérieur	98
VII.4.2.2. Le volume de décapage.....	99
VII.4.2.3. Le volume de débla.....	99

VII.4.2.4. Le volume de béton de propreté	99
VII.4.2.5. Volume de béton armé du radier	99
VII.4.2.6. Volume de béton armé des parois	99
VII.4.2.7. Volume de béton armé de coupole	100
VII.5. Devis estimatif et quantitatives	100
VII.6. Planification des travaux	102
VII.6.1. Les différentes tâches de réalisation	102
VII.6.2. Planification par la méthode du réseau à nœud	102
VII.6.2. Planification selon la méthode du Ganti :	104
VII.7. Engins utilisés.....	104
VII.7.1. Pelle hydraulique	104
VII.7.2. Bulldozer	104
VII.7.3. Chargeur	104
VII.7.4. Compacteur (vibrateur de sol)	105
VII.8. Protection et sécurité du travail	105
VII.8.1. Causes des accidents de travail dans un chantier hydraulique	105
VII.8.1.1. Facteurs humains.....	105
VII.8.1.2. Facteurs matériels	105
VII.8.2. Liste des conditions dangereuses.....	106
VII.8.3. Liste des actions dangereuses	106
VII.8.4. Mesures préventives pour éviter les causes des accidents	106
VII.8.4.1. Protection individuelle	106
VII.8.4.1. Protection collective.....	106
VII.9. Conclusion.....	107
Conclusion générale.....	109

Table des figures

Figure I.1 : situation géographique de la commune de M'fatha	4
Figure I.2 : Image satellitaire de la commune de M'fatha (Google earth)	5
Figure II.1 : la courbe de tendance de la dotation nette	12
Figure II.2 : Variation du débit horaire pendant le jour de pointe	20
Figure II.3 : Le cumule du débit horaire	20
Figure III.1 : Bilan des frais d'exploitation et d'investissement d'adduction à partir de forage Fehis selon les diamètres	32
Figure III.2 : La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et de la pompe d'adduction à partir de forage Fehis	34
Figure III.3 : Bilan des frais d'exploitation et d'investissement d'adduction à partir de forage Rekabet F3 selon les diamètres.....	37
Figure III.4 : La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et de la pompe d'adduction à partir de forage Rekabet F3.....	38
Figure III.5 : Dilatation excessive du tuyau.....	40
Figure III.6 : Implosion ou écrasement de la conduite	40
Figure III.7 : Conduite gravitaire avec vanne à l'aval.	41
Figure III.8 : Phases 1 de propagation de l'onde.	42
Figure III.9 : Phases 2 de propagation de l'onde.	42
Figure III.10 : Phases 3 de propagation de l'onde.	42
Figure III.11 : Phases 4 de propagation de l'onde.	43
Figure III.12 : Principe de fonctionnement d'un réservoir d'air.....	45
Figure III.13 : L'enveloppe de dépression absolue.....	46
Figure III.14 : Profil en long général de la conduite d'adduction à partir de forage Fehis.....	48
Figure III.15 : Profil en long général de la conduite d'adduction à partir de forage Rekabet F3.	50
Figure IV.1 : Conduite d'adduction (l'arrivée) par surverse	56
Figure IV.2 : Conduite de distribution (départ)	56
Figure IV.3 : Conduite du trop-plein avec celle de vidange	57
Figure IV.4 : Système de matérialisation de la réserve d'incendie à deux prises.....	57
Figure IV.5 : Système de matérialisation de la réserve d'incendie à siphon	58
Figure IV.6 : Courbe de la consommation totale et courbe d'apport.....	59

Figure V.1 : schéma d'un réseau ramifié	64
Figure V.2 : schéma d'un réseau maillé.....	65
Figure V.3 : schéma d'un réseau mixte	65
Figure V.4 : schéma d'un réseau étagé	65
Figure V.5 : Représentation de réseau après la simulation pour le cas de pointe.....	73
Figure V.6 : Représentation de réseau après la simulation pour le cas de pointe + incendie ..	77
Figure VI.1 : Pose de canalisation	83
Figure VI.2 : Pose de canalisation en terrain peu consistant	84
Figure VI.3 : Pose de canalisation en galerie.....	84
Figure VI.4 : Pose de canalisation en pente	85
Figure VI.5 : Traversée de rivière.....	85
Figure VI.6 : Pose des conduites en traversées des routes.....	86
Figure VI.7 : Butée en béton.....	86
Figure VI.8 : Electrosoudage	87
Figure VI.9 : Soudage bout à bout.....	87
Figure VI.10 : Robinet-vanne à opercule.....	88
Figure VI.11 : Vanne papillon	89
Figure VI.12 : Clapet anti-retour	89
Figure VI.13 : Régulateur de pression	90
Figure VI.14 : Ventouse.....	90
Figure VI.15 : coude à brides.....	91
Figure VI.16 : cône à brides.....	92
Figure VI.17 : Croix de jonction à brides	92
Figure VI.18 : Tés à brides	92
Figure VI.19 : Manchons et adaptateurs en fonte	93
Figure VII.1 : calcul du temps de réalisation par le réseau à nœuds.	103

Table des tableaux

Tableau I.1 : Précipitations moyennes mensuelles (1996-2023)	6
Tableau I.2 : répartition mensuelle des températures (1996-2023)	6
Tableau I.3: répartition mensuelle des vitesses du vent (1996-2023).....	6
Tableau I.4: le nombre d'heures durant lesquelles le soleil est visible.....	7
Tableau I.5: fiche signalétique de forage Fehis	7
Tableau I.6: fiche signalétique de forage Rekabet F3.....	8
Tableau II.1: Estimation de la population future :	10
Tableau II.2: Typologie Agglomérations / strates de population	11
Tableau II.3: la proposition de la dotation de MRE.....	12
Tableau II.4: Hypothèse de tendance d'évolution des rendements de distribution	13
Tableau II.5: dotation brute pour les différents horizons.....	13
Tableau II.6: consommation moyens journalier domestique.....	14
Tableau II.7: la consommation moyenne journalière des équipements.....	14
Tableau II.8: la demande moyenne en eau journalier	14
Tableau II.9: montre la variation de β_{\max} par rapport à l'effectif de la population.....	16
Tableau II.10: montre la variation de β_{\min} par rapport à l'effectif de la population.	17
Tableau II-11: Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants.....	18
Tableau II-12: La consommation horaire.	19
Tableau III-1: Caractéristique d'adduction à partir de forage Fehis.....	30
Tableau III-2: Calcul de la HMT d'adduction à partir de forage Fehis	31
Tableau III-3: Les coûts d'exploitation d'adduction à partir de forage Fehis selon les diamètres	31
Tableau III-4: Les coûts d'investissement d'adduction à partir de forage Fehis selon les diamètres	31
Tableau III-5: Bilan des frais d'exploitation et d'investissement d'adduction à partir de forage Fehis selon les diamètres	32
Tableau III-6: les variantes pour le choix de la pompe d'adduction à partir de forage Fehis..	33
Tableau III-7: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement d'adduction à partir de forage Fehis.....	33
Tableau III-8: Caractéristique d'adduction à partir de forage Rekabet F3	34
Tableau III-9: Calcul de la HMT d'adduction à partir de forage Rekabet F3	35

Tableau III-10: Les coûts d'exploitation d'adduction à partir de forage Rekabet F3 selon les diamètres	35
Tableau III-11: Les coûts d'investissement d'adduction à partir de forage Rekabet F3 selon les diamètres.....	35
Tableau III-12: Bilan des frais d'exploitation et d'investissement d'adduction à partir de forage Rekabet F3 selon les diamètres.....	36
Tableau III-13: les variantes pour le choix de la pompe d'adduction à partir de forage Rekabet F3	37
Tableau III-14: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement d'adduction à partir de forage Rekabet F3	38
Tableau III-15: Notations pour l'analyse physique du coup de bélier dans les conduites.....	41
Tableau III-16: La valeur du coefficient k dépend de la nature de la conduite	43
Tableau III-17: Les valeurs maximales de la surpression et de la dépression pour la conduite d'adduction à partir de forage Fehis	44
Tableau III-18: Les valeurs maximales de la surpression et de la dépression pour la conduite d'adduction à partir de forage Rekabet F3.....	44
Tableau III-19: Profil en long général de la conduite.	47
Tableau III-20: Données de départ du calcul du réservoir d'air pour la conduite d'adduction à partir de forage Fehis	48
Tableau III-21: Profil en long général de la conduite d'adduction à partir de forage Fehis. ...	48
Tableau III-22 Données de départ du calcul du réservoir d'air pour la conduite d'adduction à partir de forage Rekabet F3.....	49
Tableau III-23: Profil en long général de la conduite d'adduction à partir de forage Rekabet F3.	49
Tableau IV-1: Calcul de la capacité du réservoir selon la méthode analytique.	60
Tableau IV-2: caractéristique du réservoir projeté.	62
Tableau V-1: le calcul du débit spécifique, en route et le débit.....	69
Tableau V-2: Calcul des pressions au niveau des nœuds (cas de pointe).....	74
Tableau V-3: Caractéristique hydraulique et géométrique des tronçons (cas de pointe)	75
Tableau V-4: Calcul des pressions au niveau des nœuds (cas de pointe + incendie)	78
Tableau V-5: Caractéristique hydraulique et géométrique des tronçons (cas de pointe + incendie).....	79
Tableau VII-1: Calcul des différents volumes de pose des conduites.	98
Tableau VII-2: caractéristiques proposées pour le réservoir projeté.	98
Tableau VII-3: Estimation des différents volumes du réservoir projeté.....	100

Tableau VII-4: Devis estimatif et quantitatives.	101
Tableau VII-5: les opérations avec leurs durées à exécuter du réseau (distribution + adduction).	102
Tableau VII-6: les opérations qui précèdent et qui succèdent chaque opération.....	103
Tableau VII-7: Planification selon la méthode du Ganti.	104

Liste des abréviations

PDAU : Plan Directeur d'Aménagement et d'Urbanisme

PNE : Programme National de l'Eau

MRE : Ministère des Ressources en Eau

ANRH : Agence Nationale des Ressources Hydrauliques

Liste des planches

Planche 01 : Plan de masse avec réseau projeté

Planche 02 : Plan du réservoir projeté 1000 m³

Planche 03 : Profil en long de l'adduction

Planche 04 : Détail des nœuds

Planche 05 : Pièces spéciales d'adduction

Introduction générale

Introduction générale

Notre projet de fin d'études porte sur la conception d'un réseau de distribution d'eau potable, avec pour objectif principal d'étudier l'alimentation de la ville de M'fatha, située dans la wilaya de Médéa, afin de répondre efficacement aux besoins en eau à l'horizon 2055.

L'approvisionnement en eau constitue un enjeu fondamental pour le développement des agglomérations. C'est dans ce cadre que s'inscrit notre étude, visant à concevoir un système d'alimentation en eau potable garantissant une qualité de vie adéquate aux habitants de cette nouvelle ville.

Le point de départ de notre réflexion repose sur un réservoir de grande capacité, dont la réalisation a été prévue pour être alimentée par deux forages existants : Fehis et Rekabet F3. À partir de cette base, notre démarche consiste à étudier, d'une part, le système d'adduction reliant ces forages au réservoir, et d'autre part, le réseau de distribution destiné à desservir l'ensemble de la ville.

Notre travail est structuré selon une progression logique couvrant les principales étapes de l'étude :

- Une première partie est dédiée à la présentation de la zone concernée et à l'analyse des besoins en eau des différentes catégories d'utilisateurs.
- La suite aborde le dimensionnement du réseau d'adduction, le choix des équipements de pompage, ainsi que la mise en place des dispositifs de protection contre les coups de bélier.
- Une autre section est consacrée à la conception des ouvrages de stockage, avec la détermination de leurs capacités respectives.
- Ensuite, nous traitons le dimensionnement du réseau de distribution, en nous appuyant sur la variante retenue après comparaison de différentes options possibles.
- L'étude inclut également l'examen des modalités de pose des canalisations et des accessoires nécessaires au bon fonctionnement du système.
- Enfin, l'étude se conclut par l'élaboration d'un devis estimatif et quantitatif global, permettant d'évaluer le coût de réalisation du projet

Chapitre I

Présentation de la zone d'étude

I.1. Introduction

Avant tout projet d'alimentation en eau potable, une étude de site doit être réalisée pour déterminer les caractéristiques du site dont la géographie, la topographie, la géologie, le climat, la démographie, l'hydrologie, ainsi que des facteurs capables d'orienter la conception du projet comme les données de population des centres habités. Ces analyses permettront de recueillir des informations nécessaires pour dimensionner le réseau de distribution, faire les prévisions requises lors de l'exécution des travaux (choix des engins, des matériaux, etc.), et ainsi assurer le bon fonctionnement du réseau et mener à bien le projet.

I.2. Situation géographique

La commune est située dans l'extrême nord des hautes plaines centrales algériennes à environ 152 km au sud d'Alger et à 76 km au sud-est de Médéa et à 20 km à l'est de Ksar el Boukhari chef-lieu de Daïra.

La commune de M'fatha est caractérisée par un relief accidenté, des altitudes varient de 915 m à 1023m. Elle est située à une latitude de 35°53'08''N et une longitude de 2°55'58''O. (Google earth)

Elle est limitée :

Au Nord: Par les communes de MEDJBAR et SEGHOUANE.

A l'Est : Par les communes de OULED MAAREF et TLATHET EDDOUAER.

Au Sud: Par les communes de SANEG et AIN OUSSARA (wilaya de DJELFA).

A l'Ouest: Par la commune de KSAR EL BOUKHARI.



Figure I.1 : situation géographique de la commune de M'fatha



Figure I.2 : Image satellitaire de la commune de M'fatha (Google earth)

I.3. Situation climatique

La commune de M'fatha se situe dans une zone à faible pluviométrie, entre 200 et 300 mm par an et s'insère dans l'étage bio climatique Aride Frais.

Il y a lieu de distinguer la faiblesse des précipitations annuelles (300 mm) saisonnières et mensuelles.

Le climat de la commune se caractérise par été chaud et sec, un hiver froid et avec de fréquentes gelées.

I.3.1. Hydrologie

Les territoires de la commune est traversé par plusieurs cour d'eau et oueds dont les principaux ruissellements trouvent leurs cheminements à l'extérieur des périmètres urbanisés.

I.3.2. Typologie du sol

D'après l'étude qui a été faite selon le P.D.A.U concernant la commune de M'fatha a démontré qu'on peut classifier le terrain selon leur aptitude à recevoir, des constructions.

C'est le résultat du croisement entre la carte des pentes, le relief, la géologie et l'hydrographie.

Ce qui détermine l'aptitude d'un site à l'urbanisation.

- Zone favorable couvre 2921 Ha, soit 19,70 % de la commune et se situe au centre et au sud, ce sont des terrains stables d'une portance acceptable.
- Zone moyennement favorable couvre : 5903Ha, soit 39,82 % de la commune. Ce sont des zones en pente moyenne ou le relief nécessite des fouilles, ferrailage.

- Zone défavorable couvre 6001Ha, soit 40,48 % de la commune. Ce sont des zones caractérisées par des pentes fortes et très fortes. Elles s'étendent sur de la surface totale.

I.3.3. La pluviométrie

Presque la totalité des pluies tombe entre Octobre et Avril. La pluviométrie annuelle totale varie entre 300 mm et 400 mm.

Tableau I.1 : Précipitations moyennes mensuelles (1996-2023)

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	annuelle
Précipitation (mm)	22.2	29.6	39.1	42.8	41.6	43.5	39.9	41.5	36.9	13.3	3.7	8.6	362.7

Source : ANRH de Blida

I.3.4. La température

La répartition mensuelle des températures de 1990 à 2023 est illustrée dans le tableau :

Tableau I.2 : répartition mensuelle des températures (1996-2023)

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout
Températures min (C°)	15	11	6	3	1	2	4	6	11	15	19	19
Températures moy (C°)	23	17	11	7	6	7	10	13	18	24	28	27
Températures max (C°)	30	24	18	13	13	14	17	20	25	32	36	36

Source : ANRH de Blida

Cette série révèle deux périodes distinctes :

- **Une phase froide**, qui s'étend de novembre à avril.
- **Une phase chaude**, couvrant la période de mai à octobre.

I.3.5. Le vent

La vitesse moyenne de vent à M'fatha est considérée comme modérée tout au long de l'année.

Tableau I.3: répartition mensuelle des vitesses du vent (1996-2023)

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout
vitesses du vent (km/h)	10.3	10.6	11.6	11.9	11.8	12	11.6	11.6	10.7	10.3	10.5	10.4

Source : ANRH de Blida

I.3.6. L'humidité

Cette région enregistre des taux d'humidité relativement élevés, notamment entre novembre et mars, ils varient de 70% à 83%. Entre avril et octobre, ces taux diminuent et situent entre 40% et 63%. Cette variation marque l'alternance de deux saisons distinctes :

- Une saison humide en automne et en hiver
- Une saison sèche en été

I.3.7. Le soleil

La longueur de jour varie considérablement au cours de l'année

Tableau I.4: le nombre d'heures durant lesquelles le soleil est visible

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout
Heures de clarté (h)	12.3	11.2	10.2	9.8	10.1	10.9	12	13.2	14.1	14.6	14.3	13.4

I.4. Ressources en eau

L'alimentation en eau de la commune de M'fatha proviendra de deux forages exploitant les nappes souterraines.

Forage N°1 : forage Fehis

Tableau I.5: fiche signalétique de forage Fehis

Informations générales & géographiques		Caractéristique technique		
Nom de l'ouvrage	Fehis	Profondeur (m)	122	
Commune	M'fatha	N Dynamique (m)	13.5	
Date de de visite	06/02/2024	N STQTIAUE (m)	10.5	
Accès au site:	Moyen	Débit EXP (m ³ / J)	3024	
Type d'accès:	Piste	Débit MOB (m ³ / J)	2678.4	
Date de mise en service de l'ouvrage	2002	GEP Marque	/	
Equipements de mesure et de surveillance	Compteur (débitmètre)	HMT (m)	/	
Périmètre de protection et acte de propriété	NON	Puissance (KW)	/	
Alimentation électrique du site	Oui	Cote TN	943.337	
Caractéristique du site	Zone sans contrainte	Coordonnées UTM WGS 84		
REF cadastrale de la parcelle d'implantation	/	X 493008.803	Y 3971463.799	Z 943.337

Forage N°2 : forage Rekabet F3

Tableau I.6: fiche signalétique de forage Rekabet F3

informations générales & géographiques		Caractéristique technique		
Nom de l'ouvrage	Rekabet F3	Profondeur (m)	102	
Commune	M'fatha	N Dynamique (m)	37	
Exploitant	Ade			
Etat actuelle du forage	Bonne	Qualité des eaux	/	
Date de de visite	06/02/2024	N statique (m)	47	
Accès au site:	Bien	Débit EXP (M ³ / J)	2330	
Type d'accès:	Piste	Débit MOB (M ³ / J)	1980	
Date de mise en service de l'ouvrage	1977	GEP Marque	/	
Equipements de mesure et de surveillance	Oui	HMT (m)	/	
Périmètre de protection et acte de propriété	Non	Puissance (KW)	/	
Alimentation électrique du site	Oui	Cote TN	907.96	
Caractéristique du site	Zone sans contrainte	Coordonnées UTM WGS 84		
REF cadastrale de la parcelle d'implantation	/	X 492670.441	Y 3970070.196	Z 907.96

I.5. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons sélectionné les principales données sur notre région concernant ses caractéristiques géographiques et hydrogéologiques, de base pour la base du travail du projet. En outre, nous avons élaboré une analyse de la commune de M'fatha, couvrant la topographie, le climat et l'hydrographie. La ville de M'fatha est implantée sur un terrain accidenté avec les altitudes varient de 915 m à 1023 m; La région présente un climat continental caractérisé par des étés chauds et des hivers froids et humides.

Chapitre II

Estimation des besoins en eau

II.1. Introduction

Pour estimer la consommation d'une agglomération, on commence par déterminer la dotation de chaque catégorie de consommateurs, qui est le rapport du débit journalier au nombre d'unités de consommateur. Les besoins en eau varient également selon un certain nombre d'autres facteurs, tels que la démographie, les niveaux de vie de la population, la période et l'agglomération.

II.2. Evaluation de la population

II.2.1. Recensement 2022

Au dernier recensement de l'année 2022, la population de la ville de M'fatha est de l'ordre de 6130 habitants.

II.2.2. Estimation de la population future

Pour évaluer la population avenir à l'horizon de 30 ans (à partir de l'année d'étude), on se réfère à la relation des intérêts composés suivante:

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

Avec :

P_n : population située à l'horizon prévu ;

P_0 : population de base (population actuelle 2018) ;

n : nombre d'année séparant l'horizon de calcul de l'année de base ;

τ : le taux d'accroissement annuel de la population en (%) dépend de plusieurs facteurs:

- Du niveau de vie de la population.
- Du développement socioculturel.

$$\tau = 2,91 \% \text{ (la source PDAU)}$$

Tableau II.1: Estimation de la population future :

Horizon	2022	2025	2055
Nombre d'habitants (hab)	6130	6681	15796

II.3. Catégories des besoins

La consommation d'eau varie selon le type de consommateur. Cependant, avant tout projet d'alimentation en eau potable, il est essentiel d'analyser l'ensemble des catégories de consommateurs présents au sein d'une agglomération.

Dans le cadre de l'étude de la ville de M'fatha, il est nécessaire d'examiner les différentes catégories de besoins en eau :

- Besoins domestiques.
- Besoins commerciaux.
- Besoins collectifs (éducatifs, administratifs, sanitaires, publics socioculturels et sportifs, etc.).

II.4. Estimation des besoins en eau

II.4.1. Choix de la dotation

La consommation en eau potable d'une agglomération dépend de l'avancement du développement sanitaire ainsi que des habitudes de la population.

Le PNE plan national de l'eau d'Algérie souligne que la quantité d'eau nécessaire à la desserte d'une agglomération est généralement évaluée selon le type de consommateur qui peut être : en litre par (habitant par jour, par véhicule, par mètre cube, par tête d'animal, par tonne de productivité, par carré de la surface de végétaux. etc.).

Tableau II.2: Typologie Agglomérations / strates de population

DESIGNATION	CARACTERISTIQUE
Les métropoles à statut particulier de délégation (SPE)	Alger ; Oran ; Constantine ; Annaba
Les métropoles	villes de plus de 300.000 habitants
L'urbain dit « supérieur »	100.000 < pop. < 300.000 habitants
L'urbain	20.000 < pop. < 100.000 habitants
Semi urbain	5.000 < pop. < 20.000 habitants
Semi rural	3.000 < pop. < 5.000 habitants
Rural aggloméré	600 (100 unités d'habitation) < pop. < 3.000 habitants
Rural épars	population inférieure à 600 habitants (100 unités)

(Source : PNE)

Le nombre d'habitants est 15796 entre (5000 et 20000).

Notre agglomération est de type semi urbain.

La méthode consiste à calculer la dotation brute de la dotation nette et son rendement en utilisant l'hypothèse de tendance

Le tableau ci-dessous présente la proposition de l'atelier MRE du 26 avril 2009.

Tableau II.3: la proposition de la dotation de MRE

Dotations unitaires domestiques et « autres usages » assimilés en l/j/hab	HYPOTHESE TENDANCIELLE				
	2010	2015	2020	2025	2030
HORIZON					
Métropoles (SPE)	100	105	110	115	120
Métropoles	90	95	100	110	120
Urbain sup	85	85	90	100	110
Urbain	80	85	90	100	110
Semi urbain	80	80	85	90	100
Semi rural	75	80	85	90	100
Rural aggloméré	70	75	80	85	90
Rural éparsé	60	60	60	60	60

(Source : PNE)

Avec l'hypothèse de tendance de notre agglomération semi-urbaine, la dotation nette est 90 l/j/hab d'ici 2025, pour connaître la dotation nette d'ici 2055 on trace la courbe de tendance de notre agglomération

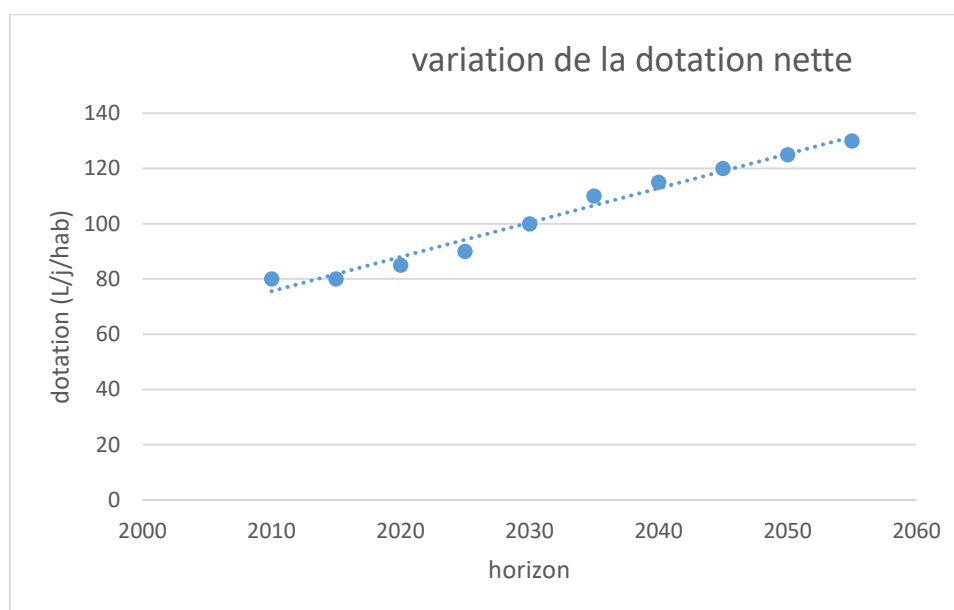


Figure II.1 : la courbe de tendance de la dotation nette

La dotation nette à l'horizon 2055 est de 130 l/j/hab

II.4.1.1. Rendements des réseaux

Ce facteur d'efficacité des infrastructures hydrauliques reflète la perte entre la ressource brute captée en amont et celle fournie au consommateur « au robinet ». Il doit prendre en compte les pertes sur le réseau de distribution, ainsi que les pertes au niveau des installations de traitement et d'adduction. Source : PNE

II.4.1.2. Rendements de distribution

Tableau II.4: Hypothèse de tendance d'évolution des rendements de distribution

EVOLUTION RENDEMENT (en %)	HYPOTHESE TENDANCIELLE				
	2010	2015	2020	2025	2030
HORIZON					
Métropoles	55	60	65	70	75
Urbain sup	55	60	65	70	75
Urbain	55	55	60	65	70
Semi urbain	55	55	60	65	70
Semi rural	55	55	60	65	70
Rural aggloméré	50	55	60	65	70
Agglomération chef-lieu de Wilaya	55	70	80	85	85

(Source : PNE)

On a :

$$Dot\ brute = dot\ nette * 1/\eta \dots\dots\dots (II-2)$$

Tableau II.5: dotation brute pour les différents horizons

Horizon	Actuel 2025	Long terme 2055
dotation nette (l/j/hab)	90	130
η (%)	65	75
dotation brute (l/j/hab)	140	170

II.4.2. Les besoins moyens

II.4.2.1. Les besoins domestiques

L'évaluation des besoins en eau potable des ménages est influencée par la croissance de la population et l'augmentation du niveau de vie. La consommation journalière moyenne de la zone étudiée correspond à la dotation multipliée par le nombre total d'habitants.

Cette relation est exprimée par la formule ci-dessous :

$$Q_{moy,j} = \frac{D_i \cdot N_i}{1000} \quad [m^3/j] \dots\dots\dots (II-3)$$

Avec :

$Q_{moy,j}$: consommation moyenne journalière en m^3/j .

D_i : dotation journalière en l/j/hab.

N_i : nombre de consommateurs.

Tableau II.6: consommation moyens journalier domestique

L'horizon	Nombre d'habitants	Dotation (l/j/hab)	Q _{moy J} (m ³ /j)
2025	6681	140	935.34
2055	15796	170	2685.32

II.4.2.2. Les besoins des équipements

La consommation moyenne journalière peut être estimée en attribuant à chaque équipement sa dotation correspondante. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.7: la consommation moyenne journalière des équipements

équipement	Nombre d'unité	Dotation (l/j/unité)	Q _{moy J} (m ³ /j)
Ecole	900 élèves	10	9
CEM	800 élèves	10	8
Mosquées 01	1000 fidèles	20	20
Mosquées 02	1200 fidèles	20	24
APC	35 employés	20	0.7
Polyclinique	100 malades	15	1.5
Bureau de poste	20 employés	20	0.4
Bibliothèque	150 lecteur	10	1.5
Station de transport	2000 m ²	5	10
Stade	30 vestiaire	30	0.9
Parc d'attraction	40 personnes	10	0.4
Totale			75.4

Donc la demande moyenne en eau journalier sera :

Tableau II.8: la demande moyenne en eau journalier

	Q _{moy J} (m ³ /j)
domestique	2685.32
équipements	75.4
Totale (m³/j)	2760.72

II.4.3. Etude de variation de la consommation

II.4.3.1. Variation de la consommation journalière

Tout au long de l'année, la consommation d'eau varie autour de la moyenne journalière, avec un pic maximal un jour donné et un creux minimal un autre jour. Cette fluctuation est mesurée par des coefficients d'irrégularité maximale et minimale.

1) Coefficient d'irrégularité maximale journalier ($K_{\max J}$) :

En raison des fluctuations horaires de la consommation d'eau au cours de la journée, il est nécessaire de prendre en compte cette variation en introduisant le rapport :

$$K_{\max J} = Q_{\max J} / Q_{\text{moy } J} \dots\dots\dots (II-4)$$

Ce coefficient représente le rapport entre le débit maximum journalier et le débit moyen journalier, indiquant ainsi l'ampleur de la pointe de consommation par rapport à la moyenne.

Les valeurs typiques de $K_{\max J}$ sont :

$K_{\max J} \approx 1,1$ pour une population importante (zones urbaines).

$K_{\max J} \approx 1,3$ pour une petite agglomération rurale.

Dans le cas étudié, on adopte une valeur intermédiaire : $K_{\max J} = 1,25$.

❖ Consommation maximale journalière ($Q_{\max J}$) :

Ce débit correspond à la pointe de consommation enregistrée lors de la journée la plus chargée de l'année. Il se calcule à l'aide de la relation suivante :

$$Q_{\max,j} = K_{\max,j} \times Q_{\text{moy},j} \dots\dots\dots (II-5)$$

Donc : $Q_{\max,j} = 1,25 \times Q_{\text{moy},j} = \mathbf{3450,9 \text{ m}^3/\text{j}}$

2) Coefficient d'irrégularité minimale journalier ($K_{\min J}$) :

Le coefficient $K_{\min J}$ est défini comme le rapport entre la consommation minimale journalière et la consommation moyenne journalière, exprimé par la relation :

$$K_{\min J} = Q_{\min J} / Q_{\text{moy } J} \dots\dots\dots (II-6)$$

Ce paramètre permet d'estimer le débit minimal journalier, prenant en compte les périodes de sous-consommation.

Les valeurs usuelles de $K_{\min J}$ se situent généralement entre 0,7 et 0,9.

Dans le cas présent, nous retenons une valeur intermédiaire : $K_{\min J} = 0,85$

❖ Consommation minimale journalière ($Q_{\min j}$)

Ce débit correspond à la consommation d'eau la plus basse enregistrée lors de la journée la moins chargée de l'année. Il est déterminé par la relation :

$$Q_{\min j} = K_{\min j} \times Q_{\text{moy } j} \dots\dots\dots (II-7)$$

Donc : $Q_{\min j} = 0,8 \times Q_{\text{moy } j} = \mathbf{2346,61 \text{ m}^3/\text{j}}$

II.4.3.2. Variation de la consommation horaire

❖ **Débit moyen horaire :**

Le débit moyen horaire est calculé à l'aide de la relation suivante :

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

Avec :

$Q_{\text{moy, h}}$: débit moyen horaire (m³/h)

$Q_{\text{max, j}}$: débit maximum journalier (m³/j)

On obtient :

$$Q_{\text{moy, h}} = 3462,78 / 24 = \mathbf{143.79 \text{ m}^3\text{/h}}$$

1) Coefficient d'irrégularité maximale horaire ($K_{\text{max h}}$) :

Ce coefficient reflète l'augmentation de la consommation horaire au cours de la journée. En règle générale, il se décompose en deux coefficients : α_{max} et β_{max} , comme suit :

$$K_{\text{max.h}} = \frac{Q_{\text{max.h}}}{Q_{\text{moy.h}}} = \alpha_{\text{max}} \beta_{\text{max}} \dots\dots\dots \text{(II-9)}$$

Avec :

α_{max} : Ce coefficient prend en considération le confort des équipements de l'agglomération et le régime de travail. Il varie entre 1,2 et 1,5 en fonction du niveau de développement local. Pour notre cas, nous fixons $\alpha_{\text{max}} = 1,2$.

β_{max} : Ce coefficient est directement influencé par la croissance démographique.

Tableau II.9: montre la variation de β_{max} par rapport à l'effectif de la population.

Habitant	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	100.10 ³
β_{max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,1

Le nombre d'habitants est de 15796. Dans ce cas, nous prenons $\beta_{\text{max}} = \mathbf{1,25}$

On obtient :

$$K_{\text{max.h}} = 1.2 \times 1.25 = 1.5$$

❖ **Débit maximum horaire :**

Ce débit est essentiel pour les différents calculs du réseau de distribution. Il est déterminé par l'expression suivante :

$$Q_{\text{maxh}} = K_{\text{maxh}} \times Q_{\text{moyh}} \text{ (m}^3\text{/h)} \dots\dots\dots \text{(II-10)}$$

$$Q_{\text{maxh}} = 1.5 \times 144,283 = \mathbf{215.68 \text{ m}^3\text{/h}} = \mathbf{59.91 \text{ l/s}}$$

2) Coefficient d'irrégularité minimale horaire ($K_{\min h}$) :

Le coefficient d'irrégularité minimale horaire permet d'estimer le débit horaire minimum en tenant compte d'une éventuelle sous-consommation. Il est calculé à l'aide de la formule suivante :

$$K_{\min h} = \frac{Q_{\min h}}{Q_{\text{moyh}}} = \alpha_{\min} \times \beta_{\min} \dots\dots\dots (\text{II-11})$$

Avec :

- α_{\min} : Coefficient prenant en compte le confort des équipements de l'agglomération ainsi que le régime de travail. Il varie généralement entre **0,4 et 0,6**. Dans notre cas, nous considérons $\alpha_{\min} = 0,6$.
- β_{\min} : Coefficient directement lié à l'évolution démographique

Tableau II.10: montre la variation de β_{\min} par rapport à l'effectif de la population.

Habitant	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	100.10 ³
β_{\min}	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,7

Le nombre d'habitants est de 15796. Dans ce cas, nous prenons $\beta_{\min} = 0,45$

On obtient :

$$K_{\min.h} = 0,6 \times 0,45 = 0,27$$

❖ Débit minimum horaire :

$$Q_{\min h} = K_{\min h} \times Q_{\text{moyh}} \text{ (m}^3\text{/h)} \dots\dots\dots (\text{II-12})$$

$$Q_{\max h} = 0,27 \times 144.283 = \mathbf{38.82 \text{ m}^3\text{/h}} = \mathbf{10.7 \text{ l/s}}$$

II.4.4. Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant

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

Tableau II-11: Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants.

Heures (h)	Nombre d'habitants				
	Moins de 10000	10001 à 50000	50001 à 100000	Plus de 100000	Agglomération de type rurale
0-1	01	1.5	03	3.35	0.75
1-2	01	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	01	1.5	2.5	3.3	01
3-4	01	1.5	2.6	3.2	01
4-5	02	2.5	3.5	3.25	03
5-6	03	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	05	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.5	6.25	5.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	06
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	07	05	4.4	4.6	8.5
13-14	07	05	4.1	4.55	06
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	05
15-16	4.5	06	4.4	4.7	05
16-17	05	06	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	05	4.5	4.4	06
19-20	5.0	4.5	4.5	4.3	06
20-21	4.5	04	4.5	4.3	06
21-22	03	03	4.8	4.2	03
22-23	02	02	4.6	3.75	02
23-24	01	1.5	3.3	3.7	01

Le nombre d'habitants est de 15796. Dans ce cas,

Tableau II-12: La consommation horaire.

Heures (h)	Consommation totale $Q_{\max,j}=3450.9\text{m}^3/\text{j}$		Consommation cumulée	
	CH (%)	Qhi (m^3/h)	CH (%) cumulé	Qhi (m^3/h) cumulé
0-1	1,50	51,76	1,50	51,76
1-2	1,50	51,76	3,00	103,53
2-3	1,50	51,76	4,50	155,29
3-4	1,50	51,76	6,00	207,05
4-5	2,50	86,27	8,50	293,33
5-6	3,50	120,78	12,00	414,11
6-7	4,50	155,29	16,50	569,40
7-8	5,50	189,80	22,00	759,20
8-9	6,25	215,68	28,25	974,88
9-10	6,25	215,68	34,50	1190,56
10-11	6,25	215,68	40,75	1406,24
11-12	6,25	215,68	47,00	1621,92
12-13	5,00	172,55	52,00	1794,47
13-14	5,00	172,55	57,00	1967,01
14-15	5,50	189,80	62,50	2156,81
15-16	6,00	207,05	68,50	2363,87
16-17	6,00	207,05	74,50	2570,92
17-18	5,50	189,80	80,00	2760,72
18-19	5,00	172,55	85,00	2933,27
19-20	4,50	155,29	89,50	3088,56
20-21	4,00	138,04	93,50	3226,59
21-22	3,00	103,53	96,50	3330,12
22-23	2,00	69,02	98,50	3399,14
23-24	1,50	51,76	100,00	3450,90
Total	100,00	3450,90		

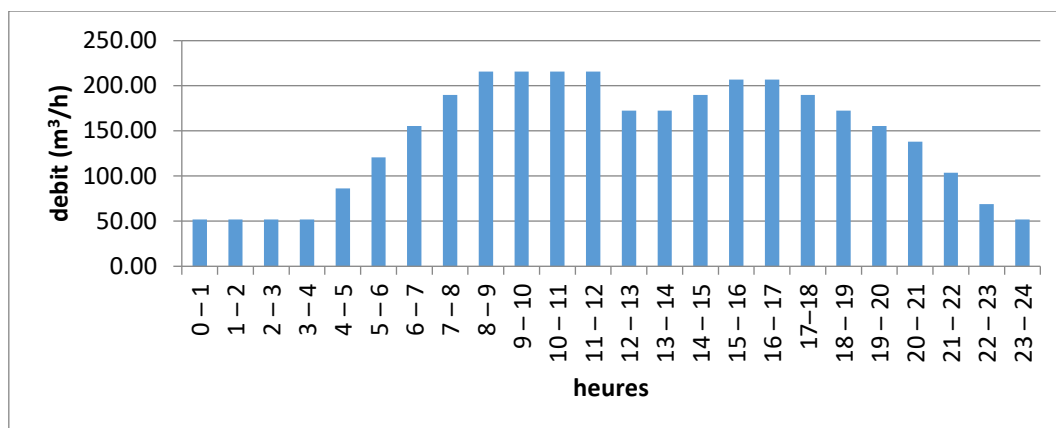


Figure II.2 : Variation du débit horaire pendant le jour de pointe

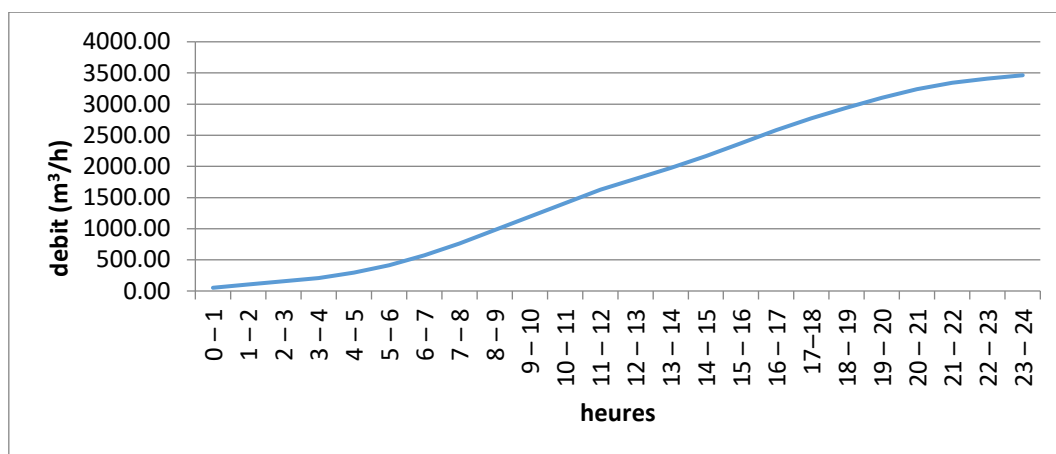


Figure II.3 : Le cumule du débit horaire

D'après les figures on trouve que la répartition horaire de la consommation journalière maximale d'eau de la ville de M'fatha, estimée à 3450,9 m³/j. Il montre que la consommation est faible durant la nuit, augmente progressivement dès 4 h du matin, et atteint un pic entre 7 h et 12 h, période de forte activité. Elle reste élevée jusqu'en fin d'après-midi avant de diminuer en soirée. Cette répartition permet d'identifier les heures de pointe et d'ajuster le dimensionnement du réseau et du réservoir en conséquence, en tenant compte des variations de débit pour garantir une alimentation continue et efficace.

II.5. Conclusion

Dans ce chapitre, une dotation a été attribuée à chaque catégorie de consommateurs, ce qui nous a permis de déterminer les débits moyens, maximaux et minimaux ainsi que les coefficients d'irrégularité, à l'horizon 2055. Le débit journalier maximal est estimé à 3450,9 m³/j et le débit horaire maximal à 215,68 m³/h. Ces résultats ont permis de tracer les courbes de consommation horaire et la courbe intégrale, nécessaires au dimensionnement du réseau.

Chapitre III

Etude de l'adduction

III.1. Introduction

L'adduction désigne le transport de l'eau de sa source (puits, forage, barrage, etc.) jusqu'au point d'utilisation, comme un réservoir de stockage ou un réseau de distribution. Le transport d'eau peut se faire par gravité, pompage, ou par une combinaison de ces deux techniques utilisant la canalisation. Dans ce chapitre, on se propose de dimensionner les conduites d'adduction établies grâce à des études techniques-économiques.

III.2. Types d'adduction

On peut classer les adductions en trois types :

- Adduction gravitaire.
- Adduction par refoulement.
- Adduction mixte.

III.2.1. Adduction gravitaire

L'adduction gravitaire est un système où l'eau s'écoule naturellement sous l'effet de la gravité, sans utilisation de pompes, depuis la source jusqu'au point de distribution.

III.2.2. Adduction par refoulement

L'adduction par refoulement est un système dans lequel l'eau est transportée à l'aide de pompes, permettant de vaincre les différences de niveau ou de pression entre la source et le point d'utilisation.

III.2.3. Adduction mixte

L'adduction mixte combine les deux modes de transport : une partie du trajet de l'eau se fait par gravité, et l'autre par refoulement à l'aide de pompes, selon la configuration du terrain et les besoins du réseau.

III.3. Choix du tracé

Le choix du tracé d'une conduite d'adduction doit répondre à plusieurs contraintes qu'il convient de respecter autant que possible :

- Privilégier le tracé le plus court, afin de réduire à la fois les coûts de réalisation et ceux liés à l'exploitation.
- Suivre l'accotement des routes est recommandé, car cela facilite les travaux d'installation et le transport des conduites.
- Éviter les contrepentes, qui peuvent provoquer la formation de poches d'air dans les points hauts, difficiles à purger.

- Prévoir les effets des arrêts de pompage : en régime transitoire, des phénomènes comme la cavitation ou les surpressions peuvent se produire aux points hauts, risquant de provoquer des ruptures de canalisation. Des dispositifs de protection contre les coups de bélier doivent donc être intégrés.
- Limiter les sur profondeurs et les ouvrages complexes ou fragiles, notamment lors des traversées de rivières, de routes ou de voies ferrées.
- Éviter les zones boisées denses, qui compliquent les travaux et l'entretien.
- Le tracé en plan doit permettre la réalisation d'un profil en long optimal, avec des courbes largement ouvertes pour minimiser les pertes de charge et réduire la nécessité de butées importantes. Ainsi, il peut être justifié de s'écarter de l'accotement des routes dans certains cas.

III.4. Choix du matériau de la conduite

Avant de sélectionner le type de matériau pour les conduites, il est essentiel de prendre en compte à la fois des critères techniques et économiques :

III.4.1. Critères techniques

- Diamètre adapté et pression de service suffisante
- Bonne étanchéité
- Résistance à des pressions élevées
- Légèreté et facilité de pose grâce à une grande flexibilité
- Excellente résistance à la corrosion interne, externe et microbiologique
- Facilité d'entretien et de mise en service
- Bonne adaptation aux conditions du terrain

III.4.2. Critères économiques:

- Disponibilité sur le marché national
- Coût unitaire de pose raisonnable

Dans le cadre de notre étude, le choix s'est porté sur des conduites en PEHD (polyéthylène haute densité), qui répondent pleinement à ces exigences techniques et économiques, en raison des nombreux avantages qu'elles offrent.

III.5. Dimensionnement de l'adduction

III.5.1. Méthodes de calcul

III.5.1.1. Adduction gravitaire

L'écoulement étant gravitaire, le diamètre avantageux est déterminé à l'aide de la formule de perte de charge :

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K \times L_{eq} \times Q^\beta}{\Delta H_{tot}}} \dots \dots \dots (III-1)$$

Avec :

ΔH_{tot} : La perte de charge totale, correspond à la charge hydraulique disponible (m)

Q : débit véhiculé par la conduite (m^3/s)

L_{eq} : Longueur équivalente de la conduite (m)

Dans le cas des conduites d'adduction, on estime que les pertes de charge singulières représentent environ 10 % des pertes de charge linéaires.

$$L_{eq} = 1.10 * L_g \dots \dots \dots (III-2)$$

L_g : Longueur géométrique de la conduite (m)

K : Coefficient de perte de charge

β : Exposant lié au régime d'écoulement

m : Exposant lié au type du matériau de la conduite

❖ Vitesse d'écoulement :

Pour les conduites d'adduction, la vitesse optimale de l'écoulement se situe généralement entre 0.5 et 2 m/s. Dans le cas d'un écoulement gravitaire, cette vitesse est déterminée à l'aide de l'équation de continuité :

$$Q = V \times S \gg V = \frac{Q}{S} = \frac{4Q}{\pi \times D_n^2} \dots \dots \dots (III-3)$$

Avec :

Q : débit véhiculé par la conduite (m^3/s)

S : section de la conduite (m^2)

V : vitesse de l'écoulement (m/s)

D_n : diamètre normalisé de la conduite (m)

III.5.1.2. Adduction par refoulement

III.5.1.2.1. Les frais d'exploitation

❖ Estimation du diamètre de la conduite de refoulement :

On suggère d'effectuer une première estimation du diamètre en utilisant l'une des deux formules suivantes :

$$\text{Relation de Bonin } D_{eq} = \sqrt{Q} \dots \dots \dots \text{ (III-4)}$$

$$\text{Relation de Bresse } D_{eq} = 1.5\sqrt{Q} \dots \dots \dots \text{ (III-5)}$$

Avec :

D_{eq} : diamètre économique de la conduite (m)

Q : débit véhiculé par la conduite (m^3/s)

❖ Hauteur manométrique totale :

La hauteur manométrique totale est déterminée à l'aide de la formule suivante:

$$\text{HMT} = H_g + \Sigma\Delta H \dots \dots \dots \text{ (III-6)}$$

H_g : Différence de niveau entre le plan d'aspiration et le plan de refoulement (m)

$\Sigma\Delta H$: Somme des pertes de charge linéaires et singulières (m)

$$\Sigma\Delta H = 1.10\Delta H_{lin} \dots \dots \dots \text{ (III-7)}$$

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

$$\Delta H_{lin} = \frac{8*\lambda*L*Q^2}{\pi^2*g*D^5} \dots \dots \dots \text{ (III-8)}$$

Avec :

g : Accélération de la pesanteur (m/s^2) ;

Q : Débit à refouler (m^3/s) ;

L : longueur géométrique de la conduite (m) ;

λ : Coefficient de frottement qui est en fonction de la rugosité de la paroi interne de la conduite et du régime d'écoulement,

$$\text{Formule de Nikuradzé } \lambda = (1.14 - 0.86Ln\left(\frac{\varepsilon}{D}\right))^{-2} \dots \dots \dots \text{ (III-9)}$$

ε : Rugosité de la conduite (mm)

D : Diamètre de la conduite (mm)

❖ Puissance de pompage :

La puissance absorbée par la pompe est déterminée à l'aide de la formule suivante :

$$Pa = \frac{Pu}{\eta} = \frac{\rho*g*Q*HMT}{\eta} \dots \dots \dots \text{ (III-10)}$$

Avec :

Pa : puissance absorbée par la pompe (kW)

P_u : puissance utile (kW)

g : Accélération de la pesanteur (m/s^2)

HMT : Hauteur manométrique totale (m)

Q : Débit à refouler (m^3/s)

η : rendement de la station de pompage (70 à 80%)

ρ : la masse volumique de l'eau (1 kg/l).

- **Energie consommée par la pompe :**

L'énergie consommée est déterminée selon la formule suivante :

$$E = P_a \times t \times 365 \dots \dots \dots (III-11)$$

Avec :

P_a : Puissance absorbée par la pompe (kW) ;

E : Energie consommée par la pompe (kWh) ;

t : temps de pompage par jour (20h).

- **Dépense annuelle de l'énergie:**

Les coûts énergétiques annuels sont calculés en multipliant le prix unitaire du kWh par la consommation énergétique annuelle.

$$K = \delta \times E \dots \dots \dots (III-12)$$

K : Dépenses annuelles d'énergie (DA)

E : Energie consommée par année (KW)

δ : Prix du KWH , $\delta = 4.67$ (d'après Sonelgaz).

III.5.1.2.2. Les frais d'amortissement

Lors du calcul des frais d'amortissement, il convient de prendre en compte l'annuité (A) d'amortissement, laquelle correspond généralement à la durée de vie utile du matériel. Cette annuité est déterminée à l'aide des formules suivantes :

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

Avec :

F_{am} : Frais d'amortissement en (DA) ;

P_c : prix de la conduite en (DA), fixé par la SONELGAZ (4.179DA)

A: Amortissement annuel. Il est donné par la formule suivante :

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

Avec :

i: Taux d'annuité annuel, (i = 8 %).

n: nombre d'années d'amortissement, (n = 30 ans).

$$A = \frac{0.08}{(0.08 + 1)^{30} - 1} + 0.08 = 0.088$$

On trouve : A=8,9%.

III.5.1.2.3. Calcul du bilan

Le bilan est déterminé comme suit :

$$P_t = F_{\text{exp}} + F_{\text{am}} \dots \dots \dots \text{(III-15)}$$

Avec :

P_t : Bilan (prix totale) (DA) ;

F_{exp} : Frais d'exploitation (DA) ;

F_{am} : Frais d'amortissement(DA).

III.5.1.2.4. Etude de pompage

L'étude de pompage permet de déterminer la pompe la mieux adaptée au système d'adduction, afin de garantir le débit requis ainsi que la hauteur manométrique nécessaire.

La pompe assure l'acheminement d'un débit Q_p depuis la bache d'eau jusqu'au réservoir de distribution.

1. Choix du type de pompe

Le choix du type de pompe repose sur plusieurs critères techniques :

- Capacité à fournir le débit requis Q_{app} et la hauteur manométrique HMT ;
- Rendement optimal ;

- Faible encombrement ;
- Vitesse de rotation élevée ;
- Puissance absorbée la plus faible possible ;
- Charge nette d'aspiration requise (NPSHr) minimale ;
- Fabrication en série (standardisation).

2. Choix du nombre de pompes

Le nombre de pompes à installer est déterminé selon les critères suivants :

- Nombre minimal de pompes n ;
- Rendement global optimisé ;
- Charge nette d'aspiration requise (NPSHr) la plus faible possible ;
- Réduction du nombre d'étages ;
- Puissance absorbée minimale.

3. Points de fonctionnement des pompes

Le point de fonctionnement d'une pompe correspond à l'intersection entre la courbe caractéristique de la pompe installée $H_p(Q)$, et la courbe caractéristique de la conduite $H_c(Q)$, qui représente la charge nécessaire pour véhiculer un débit donné.

La courbe $H_p(Q)$ est généralement fournie par le fabricant ou obtenue à partir d'essais de pompage, tandis que la courbe $H_c(Q)$ est déterminée par l'installateur en fonction des caractéristiques hydrauliques du réseau.

Le bon fonctionnement de la pompe est assuré lorsque le point de fonctionnement se situe hors de la zone de cavitation, et que le débit correspondant reste dans la plage de fonctionnement recommandée, garantissant ainsi un rendement optimal.

• Courbe caractéristique de la conduite

La courbe caractéristique d'une conduite prend la forme d'une parabole, décrite par l'équation suivante :

$$H_c(Q) = H_g + \Delta h_t \dots \dots \dots (III-16)$$

Avec :

H_g : hauteur géométrique (en mètres)

Δh_t : perte de charge totale induite par l'écoulement dans la conduite (en mètres), fonction du débit Q

4. Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement

Selon que le débit disponible soit supérieur ou inférieur au débit demandé, différents modes de réglage peuvent être mis en œuvre pour adapter le fonctionnement de la pompe.

- **Débit disponible > Débit appelé**

Lorsque le débit fourni par la pompe dépasse les besoins, il est nécessaire de réduire ce surplus par l'un des réglages suivants :

- **Réglage qualitatif** : réduction de la vitesse de rotation de la pompe, à condition que celle-ci soit équipée d'un moteur à vitesse variable.
- **Réglage quantitatif (ou vannage)** : fermeture partielle de la vanne de refoulement pour limiter le débit.
- **Augmentation des pertes de charge** : insertion de singularités supplémentaires dans la conduite de refoulement (rétrécissements, diffuseurs, coudes, etc.) pour freiner le débit.
- **Réduction du temps de pompage** : applicable lorsque le pompage se fait dans un réservoir, en réduisant la durée de fonctionnement.
- **Changement de pompe** : remplacement par un modèle mieux adapté, si cela est envisageable.

- ❖ **Débit disponible < Débit appelé**

Lorsque le débit fourni est insuffisant, deux options principales s'offrent à l'exploitant :

- **Réglage qualitatif** : augmentation de la vitesse de rotation de la pompe (si moteur à vitesse variable).
- **Changement de pompe** : remplacement par une pompe capable de fournir le débit requis.

Remarque :

Le choix du mode de réglage doit tenir compte de son impact sur le rendement global de l'installation et sur la puissance absorbée. L'objectif est de maintenir une performance optimale tout en minimisant les pertes énergétiques.

III.5.2. Dimensionnement de l'adduction à partir de forage Fehis

- **Débit pompé :**

Le débit pompé est calculé comme suit :

$$Q_P = \frac{Q_{\max j} + V_{inc}}{t_f} \dots\dots\dots (III-16)$$

$Q_{\max j}$: Débit maximum journalier (m^3/j) ;

V_{inc} : Volume d'incendie ($120 m^3/j$)

t_f : Durée de fonctionnement de la station par jour, ($t_f = 20$ h).

$$Q_p = \frac{3450.9 + 120}{20 \times 3600} = 0.049 m^3/s$$

Note :

Nous allons exploiter un débit de 29 l/s à partir du forage Fehis et 20 l/s à partir de forage Rekabet F3.

Voici les données nécessaires au calcul, présentées dans le tableau suivant.

Tableau III-1: Caractéristique d'adduction à partir de forage Fehis

Débit d'exploitation (m^3/s)	Longueur (m)	Cote de l'abri de forage (m)	Cote trop pleine de réservoir (m)	Hg (m)
0.029	458	943	1018	75

- **Le diamètre économique:**

Nous allons utiliser des conduites en polyéthylène PE 100, de couleur noire avec des bandes de couleur bleue, SDR11, PN16.

On déterminer le diamètre économique d'une conduite en phase préliminaire, on applique les formules de Bresse et Bonin.

La formule de BRESSE : $D = 1.5\sqrt{0.029} = 0.255 \rightarrow D = 255$ mm

La formule de BONIN : $D = \sqrt{0.029} = 0.170 \rightarrow D = 170$ mm

Ces deux diamètres permettent de définir une plage de diamètres, dans laquelle on retiendra celui présentant les frais les plus réduits.

- **Calcul des frais d'exploitation :**

Les frais d'exploitation sont déterminés en fonction de l'énergie électrique consommée lors du pompage, en tenant compte de la gamme de diamètres considérée. Il est entendu que la hauteur manométrique totale varie en fonction du diamètre

La hauteur manométrique totale est calculée pour chaque diamètre, et les résultats sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III-2: Calcul de la HMT d'adduction à partir de forage Fehis

Diamètre extérieur (mm)	Diamètre intérieur (mm)	Hauteur géométrique (m)	Longueur de refoulement (m)	Vitesse (m/s)	λ	Perte de charge totale (m)	HMT (m)
140	114.6	75	458	2.72	0.0119	17.837	92.837
160	130.8	75	458	2.08	0.0116	8.985	83.985
180	147.2	75	458	1.65	0.0113	4.870	79.870
200	163.6	75	458	1.33	0.0111	2.817	77.817
225	184	75	458	1.05	0.0109	1.533	76.533
280	229.2	75	458	0.68	0.0105	0.491	75.491
315	257.8	75	458	0.54	0.0103	0.267	75.267
355	290.6	75	458	0.42	0.0100	0.144	75.144

Les coûts d'exploitation associés aux différents diamètres sont présentés dans le tableau ci-dessous.

Tableau III-3: Les coûts d'exploitation d'adduction à partir de forage Fehis selon les diamètres

Diamètre extérieur (mm)	HMT (m)	Puissance utile (kW)	Puissance absorbé (kW)	Energie consommée (kWh)	Frais d'exploitation (DA)
140	92.837	25.500	36.429	265932.686	1 111 332.69
160	83.985	23.069	32.956	240575.913	1 005 366.74
180	79.870	21.939	31.341	228790.199	956 114.24
200	77.817	21.375	30.535	222909.014	931 536.77
225	76.533	21.022	30.031	219229.312	916 159.29
280	75.491	20.736	29.623	216246.861	903 695.63
315	75.267	20.674	29.535	215605.086	901 013.65
355	75.144	20.641	29.486	215251.289	899 535.13

- **Calcul des frais d'exploitation :**

Les coûts d'investissement pour chaque diamètre sont indiqués dans le tableau suivant :

Tableau III-4: Les coûts d'investissement d'adduction à partir de forage Fehis selon les diamètres

Diamètre extérieur (mm)	Longueur de refoulement (m)	Prix du ml de conduite (DA)	Prix total de la conduite (DA)	Annuité	Frais d'investissement (DA)
140	458	3966.58	1816693.64	0.088	159 869.04
160	458	5141.53	2354820.74	0.088	207 224.22
180	458	6501.76	2977806.08	0.088	262 046.93
200	458	7955.84	3643774.72	0.088	320 652.17
225	458	9986.92	4574009.36	0.088	402 512.82

Diamètre extérieur (mm)	Longueur de refoulement (m)	Prix du ml de conduite (DA)	Prix total de la conduite (DA)	Annuité	Frais d'investissement (DA)
280	458	15233.86	6977107.88	0.088	613 985.49
315	458	19194.83	8791232.14	0.088	773 628.42
355	458	24336.71	11146213.2	0.088	980 866.75

• **Bilan des coûts (Exploitation - Investissement) :**

Le tableau ci-après regroupe les coûts d'exploitation ainsi que ceux d'investissement.

Tableau III-5: Bilan des frais d'exploitation et d'investissement d'adduction à partir de forage Fehis selon les diamètres

Diamètre extérieur (mm)	Frais d'exploitation (DA)	Frais d'investissement (DA)	Totale
140	1 111 332.69	159 869.04	1 271 201.73
160	1 005 366.74	207 224.22	1 212 590.96
180	956 114.24	262 046.93	1 218 161.17
200	931 536.77	320 652.17	1 252 188.94
225	916 159.29	402 512.82	1 318 672.11
280	903 695.63	613 985.49	1 517 681.12
315	901 013.65	773 628.42	1 674 642.08
355	899 535.13	980 866.76	1 880 401.89

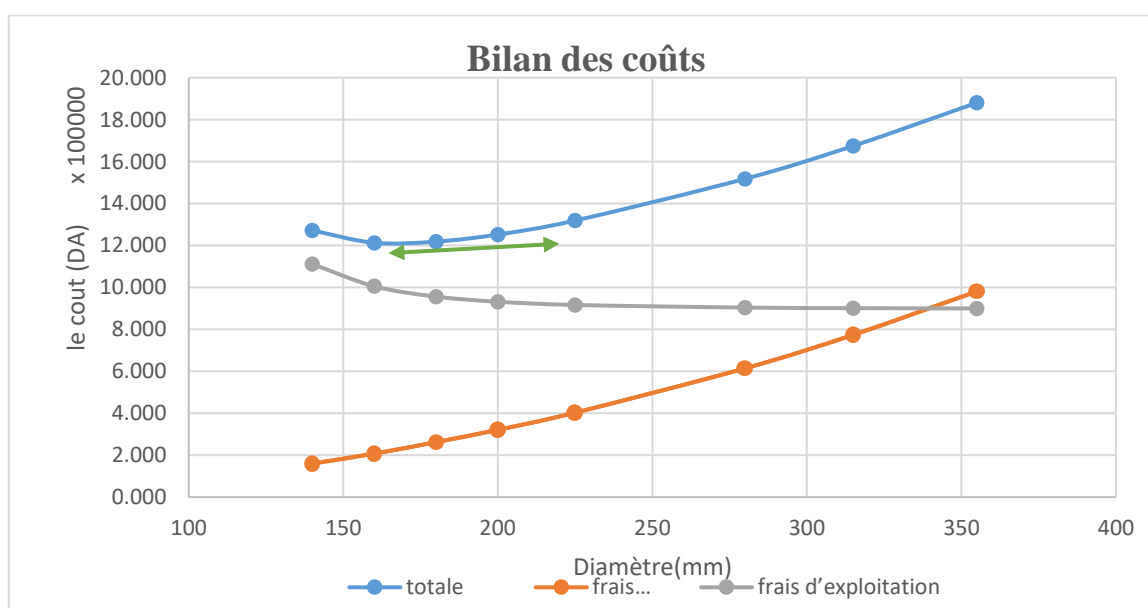


Figure III.1 : Bilan des frais d'exploitation et d'investissement d'adduction à partir de forage Fehis selon les diamètres

En tenant compte des coûts d'investissement et d'exploitation, nous avons choisi le diamètre DN 200 avec une vitesse de 1.33 m/s.

- **Choix de pompe :**

Le tableau suivant représente les variantes pour le choix de la pompe sur Caprari

Tableau III-6: les variantes pour le choix de la pompe d'adduction à partir de forage Fehis

Nombre de pompe	Type de pompe	Qf (l/s)	Qp (l/s)	HMT (m)	Hp	Rendement (%)	Pabs (kw)	N (tr/min)	NPSHr	Nombre d'étage
1	MEC-A004/80	29	29.8	77.82	78.2	70.2	33.7	2950	4.2	/
2	HMU50-2	14.5	14.4	77.82	78	72	15.3	2950	2,41	2
3	PM 100	9.66	12.2	77.82	79.8	69.8	14	1450	1.89	6
4	HVU35	7.25	6.07	77.82	77.1	62.5	7.23	2950	2.01	/

L'analyse du tableau montre que la variante avec deux pompes est la plus avantageuse car elle offre un débit et une charge suffisant, un meilleur rendement, une puissance absorbée minimale et NPSHr faible

Nous choisissons donc deux pompes, avec une pompe de secours identique.

- **Points de fonctionnement des pompes:**

Tableau III-7: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement d'adduction à partir de forage Fehis

Q (m ³ /s)	2*Q (m ³ /s)	Hg (m)	L _{ref} (m)	Dec (mm)	λ	Perte de charge totale (m)	Hc (m)
0.005	0.01	75	458	200	0.01111	0.359	75.359
0.01	0.02	75	458	200	0.01111	1.436	76.436
0.015	0.03	75	458	200	0.01111	3.232	78.232
0.02	0.04	75	458	200	0.01111	5.746	80.746

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés sur la figure suivante :

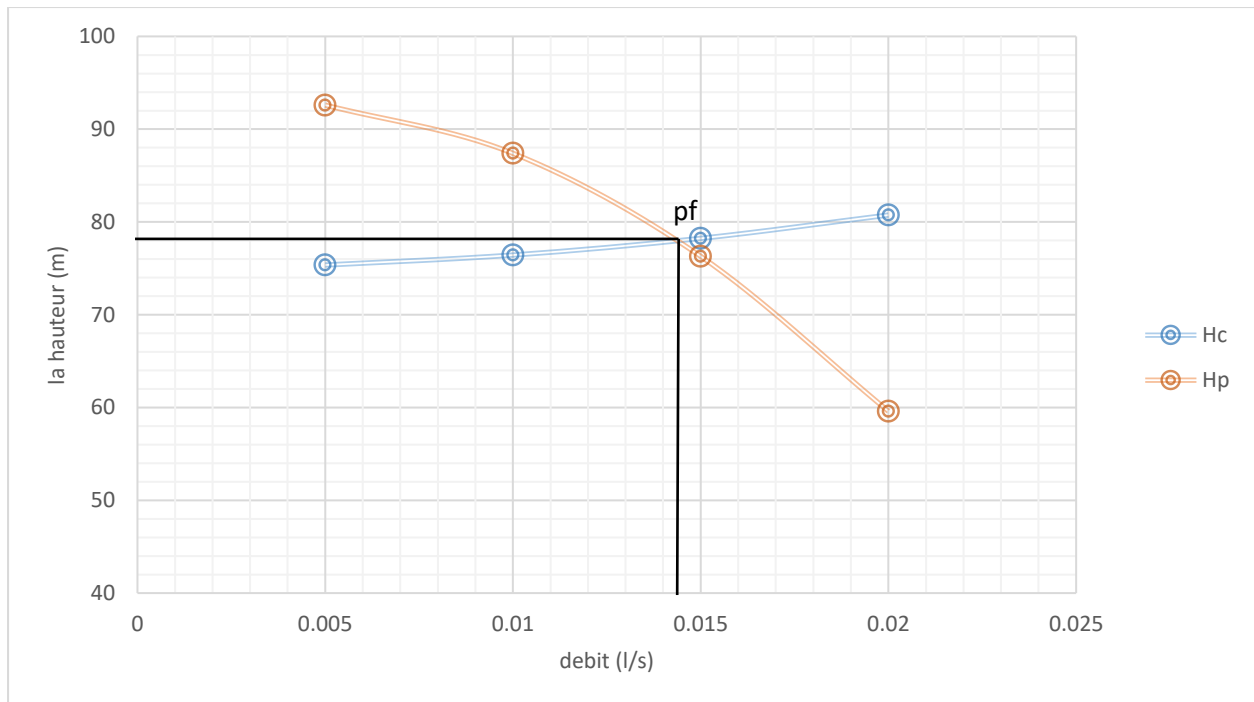


Figure III.2 : La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et de la pompe d'adduction à partir de forage Fehis

Le débit et la hauteur manométrique totale correspondant au point de fonctionnement sont :

$$\begin{cases} Q_{pf} = 14.2 \text{ l/s} \\ H_{pf} = 78.1 \text{ m} \end{cases}$$

Le débit appelé 14.5 l/s est dans l'intervalle $[0.9 Q_{pf} - 1.1 Q_{pf}]$ alors aucun réglage n'est requis

III.5.3. Dimensionnement de l'adduction à partir de forage Rekabet F3

Voici les données nécessaires au calcul, présentées dans le tableau suivant.

Tableau III-8: Caractéristique d'adduction à partir de forage Rekabet F3

Débit d'exploitation (m ³ /s)	Longueur (m)	Cote de l'abri de forage (m)	Cote trop pleine de réservoir (m)	Hg (m)
0.02	1338	908	1018	110

- **Le diamètre économique:**

Nous allons utiliser des conduites en polyéthylène PE 100, de couleur noire avec des bandes de couleur bleue, SDR11, PN16.

On détermine le diamètre économique d'une conduite en phase préliminaire, on applique les formules de Bresse et Bonin.

La formule de BRESSE : $D = 1.5\sqrt{0.02} = 0.212 \rightarrow D = 212 \text{ mm}$

La formule de BONIN : $D = \sqrt{0.02} = 0.141 \rightarrow D = 141 \text{ mm}$

- **Calcul des frais d'exploitation :**

La hauteur manométrique totale est calculée pour chaque diamètre, et les résultats sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III-9: Calcul de la HMT d'adduction à partir de forage Rekabet F3

Diamètre extérieur (mm)	Diamètre intérieur (mm)	Hauteur géométrique (m)	Longueur de refoulement (m)	Vitesse (m/s)	λ	Perte de charge totale (m)	HMT (m)
125	102.2	110	1338	2.44	0.0121	48.16	158.160
140	114.6	110	1338	1.94	0.0119	26.586	136.586
160	130.8	110	1338	1.49	0.0116	13.392	123.392
180	147.2	110	1338	1.18	0.0113	7.259	117.259
200	163.6	110	1338	0.95	0.0111	4.199	114.199
225	184	110	1338	0.75	0.0109	2.284	112.284
280	229.2	110	1338	0.48	0.0105	0.733	110.733
315	257.8	110	1338	0.38	0.0103	0.399	110.399

Les coûts d'exploitation associés aux différents diamètres sont présentés dans le tableau ci-dessous.

Tableau III-10: Les coûts d'exploitation d'adduction à partir de forage Rekabet F3 selon les diamètres

Diamètre extérieur (mm)	HMT (m)	Puissance utile (kW)	Puissance absorbé (kW)	Energie consommée (kWh)	Frais d'exploitation (DA)
125	158.16	31.031	44.33	323609.523	1 352 364.19
140	136.586	26.798	38.283	279466.280	1 167 889.58
160	123.392	24.209	34.585	252470.213	1 055 073.01
180	117.259	23.006	32.866	239922.562	1 002 636.38
200	114.199	22.406	32.008	233661.163	976 469.99
225	112.284	22.030	31.472	229743.570	960 098.38
280	110.733	21.726	31.037	226568.307	946 828.95
315	110.399	21.660	30.943	225885.042	943 973.59

- **Calcul des frais d'exploitation :**

Les coûts d'investissement pour chaque diamètre sont indiqués dans le tableau suivant :

Tableau III-11: Les coûts d'investissement d'adduction à partir de forage Rekabet F3 selon les diamètres

Diamètre extérieur (mm)	Longueur de refoulement (m)	Prix du ml de conduite (DA)	Prix total de la conduite (DA)	Annuité	Frais d'investissement (DA)
125	1338	3222.23	4311343.74	0.088	379 398.24
140	1338	3966.58	5307284.04	0.088	467 040.99
160	1338	5141.53	6879367.14	0.088	605 384.30
180	1338	6501.76	8699354.88	0.088	765 543.22
200	1338	7955.84	10644913.92	0.088	936 752.42
225	1338	9986.92	13362498.96	0.088	1 175 899.90
280	1338	15233.86	20382904.68	0.088	1 793 695.61
315	1338	19194.83	25682682.54	0.088	2 260 076.06

- **Bilan des coûts (Exploitation - Investissement) :**

Le tableau ci-après regroupe les coûts d'exploitation ainsi que ceux d'investissement.

Tableau III-12: Bilan des frais d'exploitation et d'investissement d'adduction à partir de forage Rekabet F3 selon les diamètres

Diamètre extérieur (mm)	Frais d'exploitation (DA)	Frais d'investissement (DA)	Totale
125	1 352 364.19	379 398.24	1 731 762.44
140	1 167 889.58	467 040.99	1 634 930.57
160	1 055 073.01	605 384.30	1 660 457.32
180	1 002 636.38	765 543.22	1 768 179.61
200	976 469.99	936 752.42	1 913 222.42
225	960 098.38	1 175 899.90	2 135 998.28
280	946 828.95	1 793 695.61	2 740 524.56
315	943 973.59	2 260 076.06	3 204 049.65

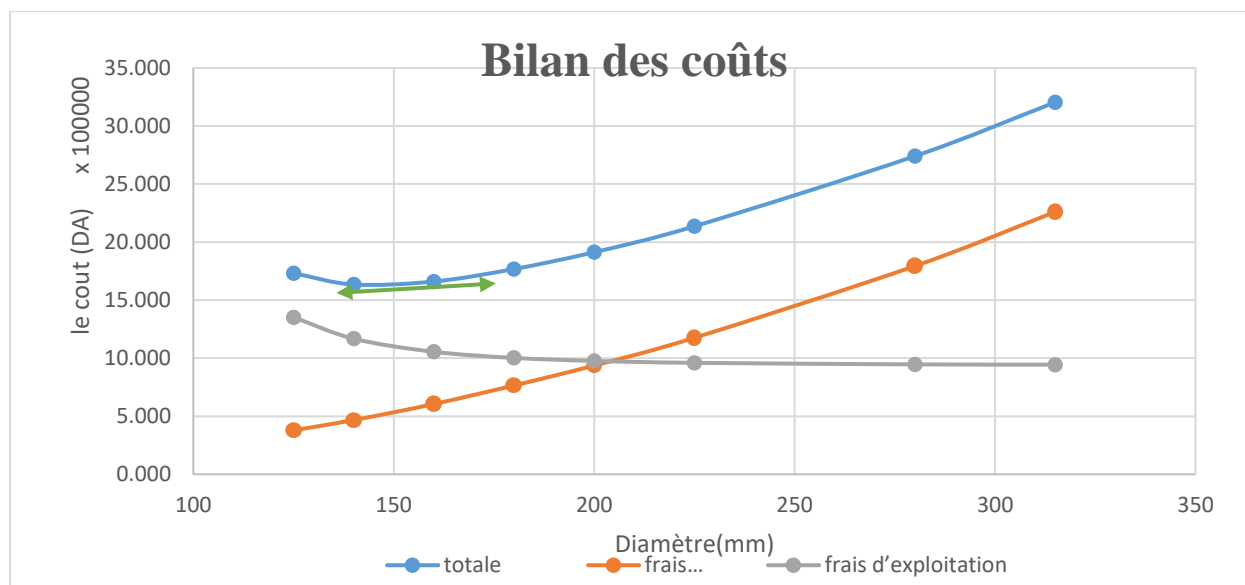


Figure III.3 : Bilan des frais d'exploitation et d'investissement d'adduction à partir de forage Rekabet F3 selon les diamètres

En tenant compte des coûts d'investissement et d'exploitation, nous avons choisi le diamètre DN 160 avec une vitesse de 1.49 m/s.

- **Choix de pompe :**

Le tableau suivant représente les variantes pour le choix de la pompe sur Caprari

Tableau III-13: les variantes pour le choix de la pompe d'adduction à partir de forage Rekabet F3

Nombre de pompe	Type de pompe	Qf (l/s)	Qp (l/s)	HMT (m)	Hp	Rendement (%)	Pabs (kw)	N (tr/min)	NPSHr	Nombre d'étage
1	PM 100	20	18.9	123.39	122	75.9	29.7	1450	1.92	7
2	HMU50-1	10	10.3	123.39	124	70.5	17.9	2950	2.18	3
3	PM 65	6.66	7.27	123.39	126	67.7	13.2	1450	1.3	12
4	HMU40-2	5	6.17	123.39	130	69.2	11.4	2950	1.98	6

L'analyse du tableau montre que la variante avec deux pompes est la plus avantageuse car elle offre un débit et une charge suffisant, un meilleur rendement, une puissance absorbée minimale et NPSHr faible

Nous choisissons donc deux pompes, avec une pompe de secours identique.

- Points de fonctionnement des pompes:

Tableau III-14: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement d'adduction à partir de forage Rekabet F3

Q (m ³ /s)	2*Q (m ³ /s)	Hg (m)	L _{ref} (m)	Dec (mm)	λ	Perte de charge totale (m)	Hc (m)
0.004	0.008	110	1338	0.1308	0.0116	2.146	112.146
0.008	0.016	110	1338	0.1308	0.0116	8.584	118.584
0.012	0.024	110	1338	0.1308	0.0116	19.313	129.313
0.016	0.032	110	1338	0.1308	0.0116	34.335	144.335

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés sur la figure suivante :

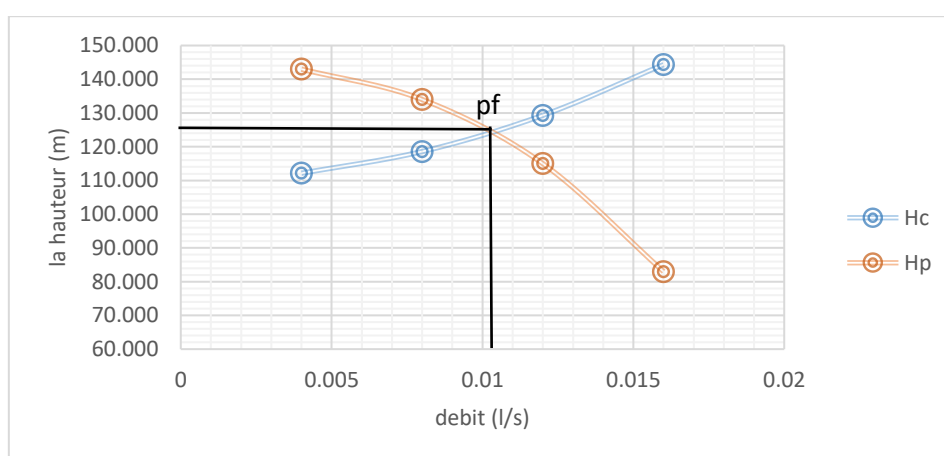


Figure III.4 : La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et de la pompe d'adduction à partir de forage Rekabet F3

Le débit et la hauteur manométrique totale correspondant au point de fonctionnement sont :

$$\begin{cases} Q_{pf} = 10.4 \text{ l/s} \\ H_{pf} = 124.1 \text{ m} \end{cases}$$

Le débit appelé 10 l/s est dans l'intervalle $[0.9 Q_{pf} - 1.1 Q_{pf}]$ alors aucun réglage n'est requis

III.6. Protection contre le coup de bélier

III.6.1. Définition

Le coup de bélier, qui constitue un cas particulier du régime transitoire, est un phénomène oscillatoire se produisant dans les conduites en charge, qu'il s'agisse d'un écoulement gravitaire ou par refoulement. Ce terme désigne également un écoulement non permanent du liquide, accompagné de variations importantes de pression. Ces variations peuvent entraîner de graves dégâts matériels, et parfois même des pertes humaines.

III.6.2. Causes du coup de bélier

Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire dont les causes les plus courantes sont les suivantes:

- La mise en marche ou l'arrêt des pompes dans les conduites en charge par refoulement ;
- L'ouverture ou la fermeture des vannes, notamment lorsqu'elles sont effectuées de manière brusque ou trop rapide ;
- Le remplissage ou la vidange d'un système d'alimentation en eau potable (AEP) ;
- La rupture de l'alimentation électrique dans une station de pompage, qui demeure la cause la plus fréquente du coup de bélier ;
- Les variations rapides du niveau d'eau dans un réservoir, en particulier les changements du niveau d'aspiration.

Le coup de bélier, en raison de sa violence, peut provoquer la rupture des conduites. Il peut engendrer des surpressions atteignant plusieurs fois la pression de service, notamment dans les réseaux à basse pression.

Il est donc essentiel d'étudier et de mettre en œuvre des dispositifs permettant de limiter ses effets. Cela permet non seulement de prévenir les dommages, mais aussi de réduire les coûts de construction des conduites, qui sont dimensionnées, entre autres, pour résister à une pression intérieure déterminée.

III.6.3. Les risques dus aux coups de bélier

III.6.3.1. Risque de forte pression

Les coups de bélier génèrent des surpressions qui s'ajoutent à la pression initiale du système. Lorsque la pression totale (pression initiale + surpression) dépasse la pression maximale admissible des conduites, plusieurs risques peuvent survenir :

- Dilatation excessive du tuyau pouvant entraîner son éclatement ;
- Rupture des conduites, réservoirs ou flexibles ;
- Usure prématurée des joints, des soudures de raccordement et des équipements sanitaires ;
- Détérioration des dispositifs de coupure, des clapets anti-retour et des systèmes de régulation ;
- Apparition de bruits importants et de fortes vibrations dans les canalisations et les parois.

L'ampleur de la surpression dépend de plusieurs facteurs :

- Le temps de fermeture des appareils ;
- Les caractéristiques des canalisations (longueur, diamètre, matériau) ;
- La vitesse d'écoulement de l'eau.

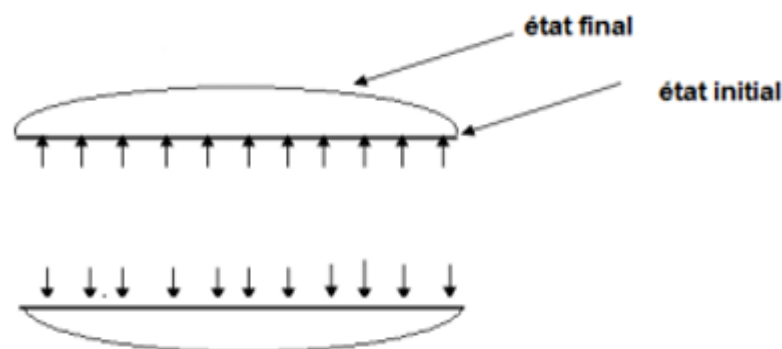


Figure III.5 : Dilatation excessive du tuyau

III.6.3.2. Risque de pression négative (dépression)

Une autre conséquence possible des coups de bélier est l'apparition d'une pression relative négative. Cette pression se produit une poche de cavitation.

Si le profil en long de la canalisation est défavorable, c'est-à-dire si la poche de vapeur peut s'étendre sur une longue distance, cela peut entraîner une implosion de la conduite par écrasement, ainsi que l'aspiration des joints.

La cavitation peut également endommager le revêtement intérieur de la canalisation. Toutefois, le risque le plus critique survient lors du retour à une pression positive : les surpressions générées à ce moment peuvent être extrêmement élevées, entraînant un risque important d'éclatement de la conduite.

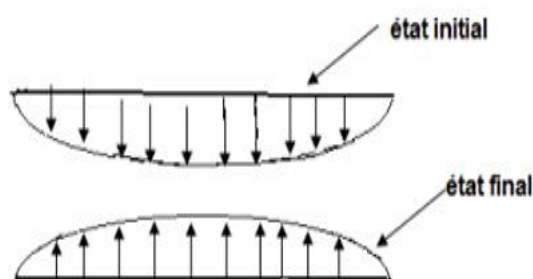


Figure III.6 : Implosion ou écrasement de la conduite

III.6.3.3. Fatigue du tuyau

Une autre conséquence des coups de bélier réside dans la fatigue subie par le matériau, due à l'alternance rapide entre fortes et faibles pressions. Même si chaque onde de surpression, prise isolément, n'est pas suffisante pour provoquer une rupture, leur répétition affaiblit progressivement la structure jusqu'à un point critique.

III.6.4. Analyse physique du coup de bélier dans les conduites

L'analyse physique du coup de bélier sera menée dans le cas d'une fermeture brusque d'une vanne située à l'aval d'une conduite d'adduction idéale, de longueur L et de diamètre D .

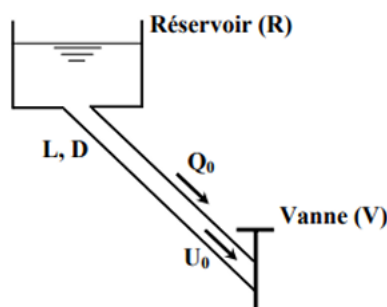


Figure III.7 : Conduite gravitaire avec vanne à l'aval.

III.6.4.1. Hypothèses

- La manœuvre de fermeture est instantanée, effectuée à l'instant $t = 0$;
- Les pertes de charge sont supposées nulles (conduite idéale) ;
- Aucun dispositif de protection n'est présent sur le système.

Dans ces conditions, le temps nécessaire à l'onde de coup de bélier pour parcourir toute la longueur L de la conduite est donné par $t = L / c$, où c représente la célérité de propagation de l'onde (exprimée en m/s).

III.6.4.2. Notations

Tableau III-15: Notations pour l'analyse physique du coup de bélier dans les conduites

	Régime permanent (avant la manœuvre)	Régime transitoire (Après la manœuvre)
-Débit	Q_0	Q
-Vitesse	U_0	U
- Pression dans la conduite	P_0	P
Et, comme il est tenu compte de l'élasticité de la conduite et de la compressibilité du liquide transporté :		
- Section de la conduite	S_0	S
- Masse volumique du liquide	ρ_0	ρ

Au moment où la vanne est fermée brusquement, à $t = 0$, le liquide qui se déplaçait à la vitesse V_0 est soudain stoppé. Cette action provoque alors quatre effets combinés :

- Arrêt de la vitesse d'écoulement
- Augmentation de la pression dans la conduite
- Dilatation ou allongement temporaire de la conduite, dans les limites de son élasticité
- Effet de compressibilité du liquide

- ❖ **Phase 1 :** Une onde de dépression se propage en direction du réservoir, laissant derrière elle une conduite contractée, où l'eau est désormais immobile. À l'instant $t=L/c$, la dépression s'est propagée sur toute la longueur de la conduite.

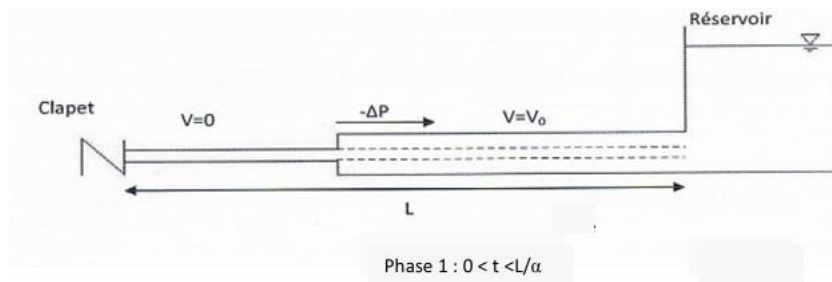


Figure III.8 : Phases 1 de propagation de l'onde.

- ❖ **Phase 2 :** Lorsque l'onde atteint le réservoir, elle se réfléchit en inversant son signe, ce qui génère une onde de surpression se propageant en sens inverse, vers le clapet. La conduite retrouve alors progressivement sa section initiale, provoquant un retour de l'eau. À l'instant $t=2L/c$, la conduite a repris sa forme d'origine et l'onde de surpression est réfléchiée à son tour au niveau du clapet.

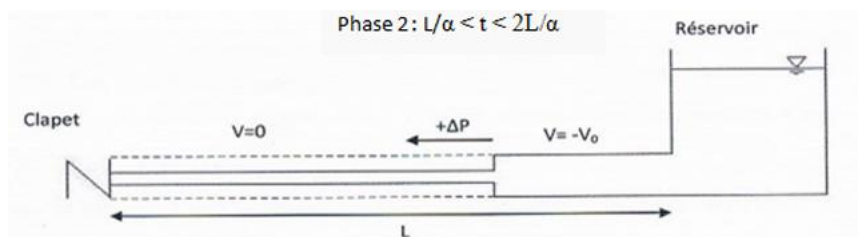


Figure III.9 : Phases 2 de propagation de l'onde.

- ❖ **Phase 3 :** La réflexion de l'onde de surpression au niveau du clapet génère une nouvelle onde, de même signe, qui progresse dans la conduite. Sur son passage, elle annule le débit d'écoulement et provoque une nouvelle dilatation de la conduite.

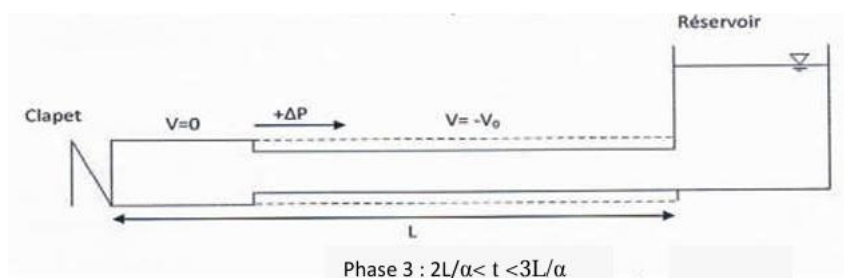


Figure III.10 : Phases 3 de propagation de l'onde.

- ❖ **Phase 4 :** À l'instant $t=3L/c$, une onde réfléchiée depuis l'extrémité libre du réservoir se propage de nouveau vers le clapet. Elle annule la dilatation de la conduite et rétablit un écoulement en direction du réservoir. Lorsque cette onde atteint le clapet, à $t=4L/c$, la conduite et l'écoulement retrouvent exactement l'état initial observé à $t=0$. Le cycle des quatre phases recommence alors.

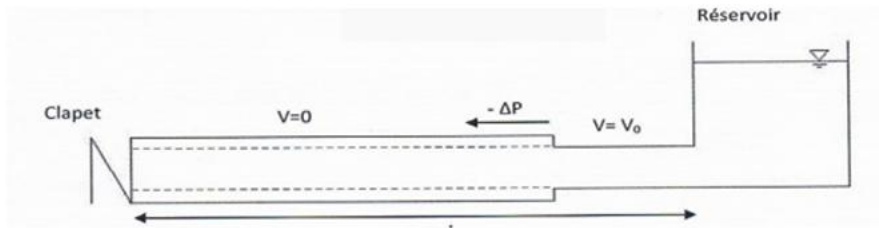


Figure III.11 : Phases 4 de propagation de l'onde.

Le coup de bélier dans une conduite simple est donc un phénomène périodique, de période $4L/c$, caractérisé par l'alternance de phases de dépression et de surpression.

III.6.4.3. Formule d'Allievi donnant la célérité des ondes « c »

La célérité d'onde est calculée comme suit :

$$C = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + k \frac{D}{e}}} \dots\dots\dots (III-17)$$

D: diamètre de la conduite

e : épaisseur de la conduite

K : dépend de la nature de la conduite

Tableau III-16: La valeur du coefficient k dépend de la nature de la conduite

Matériaux	K
Fer	0.5
Acier	0.5
Fonte grise	1
Fonte ductile	0.59
Béton	5
Amiante ciment	4
PVC	33
PEHD	83

III.6.4.4. Calcul de la valeur maximale de la surpression et de la dépression dans les conduites

Les valeurs maximales de la surpression et de la dépression sont calculées par la formule suivante :

$$\text{Pression de Juckowski : } b = \pm \frac{c V_0}{g} \dots\dots\dots (III-18)$$

La nouvelle pression dans la conduite est :

- Cas de surpression : $H_s = H_g + b$ (III-19)
- Cas de dépression : $H_d = H_g - b$ (III-20)

❖ Pour la conduite d'adduction à partir de forage Fehis:

Tableau III-17: Les valeurs maximales de la surpression et de la dépression pour la conduite d'adduction à partir de forage Fehis

C (m/s)	V _o (m/s)	H _g (m)	b (m)	H _s (m)	H _d (m)
319.457	1.33	75	43.311	118.311	31.689

❖ Pour la conduite d'adduction à partir de forage Rekabet F3:

Tableau III-18: Les valeurs maximales de la surpression et de la dépression pour la conduite d'adduction à partir de forage Rekabet F3

C (m/s)	V _o (m/s)	H _g (m)	b (m)	H _s (m)	H _d (m)
319.873	1.49	110	48.584	158.584	61.416

III.6.5. Les moyens les plus utilisés de protection contre le coup de bélier

Il existe plusieurs organes de protection à mettre en œuvre pour limiter le coup de bélier à une valeur admissible. Les principaux sont les suivants :

III.6.5.1. Les volants d'inertie (protection contre la dépression)

La particularité de ce type de protection est qu'il permet de maintenir l'alimentation de la veine liquide même après l'arrêt du moteur de la pompe. Le volant, monté sur l'arbre du groupe, restitue l'énergie cinétique accumulée durant le fonctionnement normal au moment de l'arrêt. Cela prolonge le temps d'arrêt du groupe et réduit ainsi l'intensité du coup de bélier.

III.6.5.2. Soupapes de décharge (protection contre la surpression)

Ces dispositifs utilisent un organe mécanique, généralement un ressort à boudin, qui comprime et obture un orifice situé sur la conduite au point à protéger, là où la surpression est la plus élevée. En cas de surpression, le ressort se détend et permet l'évacuation du débit excédentaire correspondant à la valeur admissible. Il est nécessaire de prévoir une évacuation vers l'extérieur pour l'eau ainsi libérée.

III.6.5.3. Cheminée d'équilibre

La cheminée d'équilibre est une réserve d'eau en contact permanent avec la conduite, dont la surface libre reflète fidèlement les variations de pression du fluide.

Pour être efficace, la cheminée doit :

- Avoir une section suffisante pour compenser une dépression sans se vider complètement,
- Et être assez haute pour éviter tout débordement en cas de surpression.

III.6.5.4. Les réservoirs d'air

Le réservoir d'air est l'un des dispositifs les plus couramment utilisés pour se protéger contre les coups de bélier. Il s'agit d'un récipient divisé en deux parties : la partie supérieure contient de l'air comprimé, tandis que la partie inférieure est remplie d'eau. Ces dispositifs sont également appelés accumulateurs, cloches à air, ballons d'air ou encore réservoirs anti-bélier. Afin de maintenir le volume d'air dans des limites acceptables malgré les éventuelles fuites, un compresseur d'air est généralement utilisé. Par ailleurs, un clapet anti-retour est souvent installé entre la pompe et le ballon d'air pour éviter les reflux.

On distingue deux phases dans le fonctionnement du réservoir d'air :

- **1ère phase – Fin de la dépression** : l'air s'est dilaté et occupe un volume plus important. En conséquence, sa pression diminue. La pression absolue atteint alors sa valeur minimale, notée Z_{\min}
- **2ème phase – Fin de la surpression** : l'air est comprimé et son volume est plus réduit que lors du fonctionnement normal. Sa pression augmente et atteint une valeur maximale, notée Z_{\max}

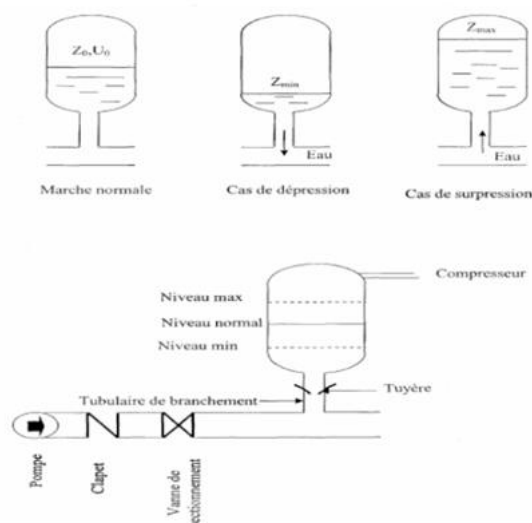


Figure III.12 : Principe de fonctionnement d'un réservoir d'air.

III.6.5.4.1. Méthodes de calcul du réservoir d'air

Il existe plusieurs méthodes de calculer un réservoir d'air, comme les méthodes de Vibert, de Peuch et Meunier et de Bergeron.

Pour notre cas nous utilisons la méthode de Peuch et Meunier

❖ **Méthode de PEUCH et MEUNIER :**

L'étude comparative réalisée par MM. Peuch et Meunier sur les différents abaques existants montre que les résultats obtenus varient dans une marge de 10 %. Cette précision est jugée suffisante pour effectuer un dimensionnement fiable.

La méthode de Peuch et Meunier repose sur l'utilisation de trois nombres adimensionnels, à savoir :

K: qui caractérise les pertes de charge. $k = \frac{H_{abs} - H_0}{H_0}$ (III-21)

A: qui caractérise la conduite de refoulement. $A = \frac{c V_0}{g H_0}$ (III-22)

B: qui caractérise le volume d'air du réservoir anti-bélier. $B = \frac{V_0^2}{g H_{abs}} * \frac{L S}{U_0}$

Avec :

c: célérité d'onde de choc (m/s).

V_0 : vitesse d'écoulement en régime permanent (m/s).

H_0 : pression statique absolue. $H_0 = H_g + 10$ (m). (III-23)

H_{abs} : la pression de service absolue. $H_{abs} = HMT + 10$ (m) (III-24)

L: longueur totale de la conduite de refoulement (m) ;

S : section de la conduite de refoulement (m²) ;

U_0 : volume d'air initial (m³)

g : accélération de pesanteur (m/s²)

• **Calcul de la dépression**

Une fois les valeurs de K et A déterminées, on superpose la famille des courbes enveloppes correspondantes (B) au profil en long de la conduite. On retient la courbe qui assure une marge de sécurité d'au moins 5 mètres de pression absolue au-dessus du point le plus défavorable. La valeur de B ainsi obtenue permet ensuite de calculer U_0 , qui sera alors déterminé.

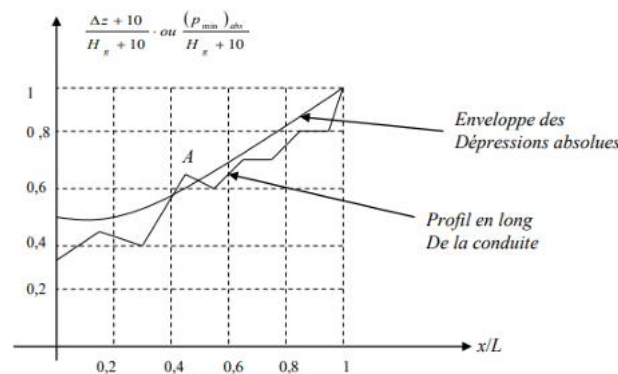


Figure III.13 : L'enveloppe de dépression absolue.

L'enveloppe des dépressions absolues dépend du volume d'air initial U_0 en régime permanent. On choisira donc U_0 de manière à ce que l'enveloppe ne croise pas le profil en long de la conduite. Commencez par tracer le profil en long de la conduite de refoulement, comme indiqué ci-dessous:

Tableau III-19: Profil en long général de la conduite.

Z (m)	Z ₀	Z ₁	Z ₂	Z ₃	Z ₄
X (m)	0	X ₁	X ₂	X ₃	X ₄
$\frac{\Delta Z + 10}{H_g + 10}$	$\frac{(Z_0 - Z_0) + 10}{H_g + 10}$	$\frac{(Z_1 - Z_0) + 10}{H_g + 10}$	$\frac{(Z_2 - Z_0) + 10}{H_g + 10}$	$\frac{(Z_3 - Z_0) + 10}{H_g + 10}$	$\frac{(Z_4 - Z_0) + 10}{H_g + 10}$
$\frac{X}{L}$	0	$\frac{X_1}{L}$	$\frac{X_2}{L}$	$\frac{X_3}{L}$	$\frac{X_4}{L}$

Z: La pression totale.

X/L: Le rapport entre les abscisses de différents points et la longueur totale.

Après avoir déterminé la valeur de B qui permet de protéger la conduite contre les dépressions absolues, on utilise cette valeur pour calculer le volume d'air U₀ en régime permanent.

$$U_0 = \frac{V_0^2}{g H_{abs}} * \frac{L S}{B} \dots \dots \dots (III-25)$$

$$U_{max} = U_0 \left[\frac{H_{abs}}{P_{min}} \right]^{0.83} \dots \dots \dots (III-26)$$

Avec

U_{max} : Le volume d'air maximal

P_{min} : La valeur maximale de la dépression de la conduite

- **Calcul de la surpression**

Afin de protéger la conduite contre les surpressions, on utilise la méthode de Dubin et Gueneau pour déterminer le diamètre optimal d du diaphragme, de manière à atténuer au maximum la surpression.

Pour des valeurs connues de B et A, l'abaque de Dubin et Gueneau permet d'obtenir directement les résultats suivants : $\alpha \frac{V_0^2}{2g}$ et $\frac{P_{max}}{H_0}$

Telle que :

$$\alpha = \frac{1}{2g} \left[\frac{D^2}{0.6d^2} - 1 \right]^2 \dots \dots \dots (III-27)$$

III.6.5.4.2. Calcul du réservoir d'air pour la conduite d'adduction à partir de forage Fehis:

Les données de départ du calcul par la méthode de Peuch et Meunier sont dans le tableau suivant

Tableau III-20: Données de départ du calcul du réservoir d'air pour la conduite d'adduction à partir de forage Fehis

C (m/s)	V _o (m/s)	H _g (m)	L (m)	S (m ²)	H ₀ (m)	H _{abs} (m)	K	A
319.457	1.33	75	458	0.021	85	87.817	0.033	0.509

D'après les résultats, j'utiliserai l'abaque avec K = 0.5 et A = 0.5

Tableau III-21: Profil en long général de la conduite d'adduction à partir de forage Fehis.

Z (m)	943	962.18	989.5	997.84	1018
X (m)	0	114.5	228	343.5	458
$\frac{\Delta Z + 10}{H_g + 10}$	0.118	0.343	0.665	0.763	1
$\frac{X}{L}$	0	0.25	0.50	0.75	1

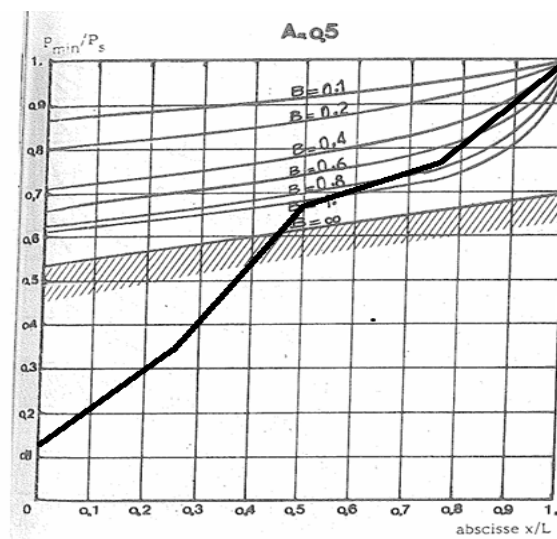


Figure III.14 : Profil en long général de la conduite d'adduction à partir de forage Fehis.

De l'extrémité amont de la conduite jusqu'à l'aval, l'enveloppe B=0.2 permet la protection

D'après la valeur de B on trouve le volume d'air en régime permanent:

$$U_0 = 0.07424 \text{ m}^3 = 74.24 \text{ l}$$

La valeur maximale de la dépression de la conduite

$$P_{\min} = 0.75 P_0 = 0.75 (H_g + 10) = 63.75 \text{ m}$$

Le volume d'air maximale :

$$U_{\max} = 96.85 \text{ l}$$

Volume totale du réservoir d'air :

$$V = 1.3 U_{\max} = 125.91 \text{ l}$$

D'après l'abaque de Dubin et Gueneau,

$$P_{\max}/P_0 = 1.125$$

$$\alpha \frac{V_0^2}{2g} = 0.75 \Rightarrow \alpha = 8.32$$

La valeur maximale de la dépression de la conduite ;

$$P_{\max} = 1.125 H_0 = 95.63 \text{ m}$$

Diamètre du diaphragme

$$d = 56.9 \text{ mm}$$

III.6.5.4.3. Calcul du réservoir d'air pour la conduite d'adduction à partir de forage Rekabet F3

Les données de départ du calcul par la méthode de Peuch et Meunier sont dans le tableau suivant

Tableau III-22: Données de départ du calcul du réservoir d'air pour la conduite d'adduction à partir de forage Rekabet F3

C (m/s)	V _o (m/s)	H _g (m)	L (m)	S (m ²)	H ₀ (m)	H _{abs} (m)	K	A
319.87	1.49	110	1338	0.013	120	133.392	0.111	0.6

D'après les résultats, j'utiliserai l'abaque avec K = 0.1 et A = 0.5

Tableau III-23: Profil en long général de la conduite d'adduction à partir de forage Rekabet F3.

Z (m)	908	920.2	949.16	981.9	1018
X (m)	0	334.5	669	1003.5	1338
$\frac{\Delta Z + 10}{H_g + 10}$	0.083	0.185	0.426	0.699	1
$\frac{X}{L}$	0	0.25	0.50	0.75	1

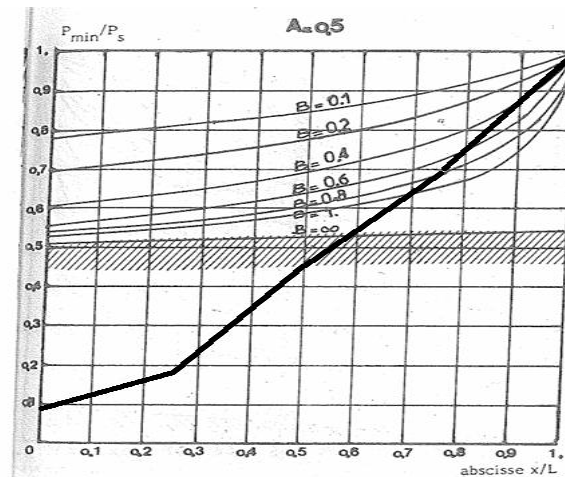


Figure III.15 : Profil en long général de la conduite d'adduction à partir de forage Rekabet F3.

De l'extrémité amont de la conduite jusqu'à l'aval, l'enveloppe B=0.2 permet la protection

D'après la valeur de B on trouve le volume d'air en régime permanent:

$$U_0 = 0.1476 \text{ m}^3 = 147.6 \text{ l}$$

La valeur maximale de la dépression de la conduite

$$P_{\min} = 0.7 P_0 = 0.7 (H_g + 10) = 77 \text{ m}$$

Le volume d'air maximale :

$$U_{\max} = 232.89 \text{ l}$$

Volume totale du réservoir d'air :

$$V = 1.3 U_{\max} = 302.76 \text{ l}$$

D'après l'abaque de Dubin et Gueneau,

$$P_{\max}/P_0 = 1.2$$

$$\alpha \frac{V_0^2}{2g} = 0.5 \Rightarrow \alpha = 4.42$$

La valeur maximale de la dépression de la conduite ;

$$P_{\max} = 1.2 H_0 = 144 \text{ m}$$

Diamètre du diaphragme

$$d = 52.58 \text{ mm}$$

III.7. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons réalisé une étude d'adduction pour notre zone. Cela nous a conduits à concevoir deux systèmes d'adduction par refoulement à partir de deux forages. Nous avons déterminé le type et le point de fonctionnement des pompes, puis calculé le volume du réservoir d'air nécessaire pour protéger l'installation contre le phénomène du coup de bélier.

Chapitre IV

Réservoir et capacité de stockage

IV.1. Introduction

Parmi les ouvrages hydrauliques, le réservoir d'alimentation en eau occupe une place importante en assurant la connexion entre l'adduction, qui représente la source d'eau, et le réseau de distribution. Il remplit plusieurs fonctions essentielles dans un système d'alimentation en eau potable. L'objectif de ce chapitre est d'évaluer le volume de stockage nécessaire et de déterminer les dimensions du réservoir.

IV.2. Rôles des réservoirs

Au-delà de leur fonction principale de stockage, les réservoirs d'eau remplissent de nombreux rôles essentiels au bon fonctionnement d'un système d'alimentation en eau potable. Parmi leurs avantages, on peut citer :

- ❖ Fonction de régulation et d'accumulation : dans une agglomération, le débit refoulé par la station de pompage ne correspond pas toujours au débit réellement consommé. Le réservoir intervient donc pour équilibrer ces deux débits, en stockant l'eau durant le fonctionnement de la station et en maintenant l'alimentation même lors de son arrêt.
- ❖ Amélioration de la pression : certains réservoirs, dits d'équilibre, sont implantés à des altitudes stratégiques afin de garantir une pression suffisante dans les zones éloignées du réseau.
- ❖ Réduction de la consommation énergétique à la station de pompage : l'usage d'un réservoir permet d'optimiser l'énergie utilisée pour le pompage.
- ❖ Brise de charge : dans les zones où le terrain est très accidenté, les réservoirs permettent de limiter les pressions excessives et de préserver l'intégrité du réseau.
- ❖ Réserve incendie : un volume spécifique, généralement d'au moins 120 m³, est toujours réservé pour faire face à d'éventuelles interventions d'urgence en cas d'incendie.
- ❖ Fonction de relais hydraulique : souvent appelés réservoirs tampons, ils sont indispensables dans les systèmes d'adduction mixtes (refoulement-gravitaire), pour éviter les dépressions, la cavitation, et garantir une distribution continue en cas d'arrêt des pompes.

Par ailleurs, les réservoirs offrent d'autres bénéfices notables :

- Ils permettent de faire face aux situations imprévues telles que les pannes de pompes, les ruptures de canalisation ou les extensions du réseau.
- Ils rendent possible le pompage nocturne, période durant laquelle le coût de l'électricité est plus bas.
- Ils assurent un fonctionnement stable des pompes, qui peuvent ainsi opérer à un débit constant.
- Ils facilitent l'exploitation et la gestion du système dans son ensemble.

IV.3. Emplacement des réservoirs

Le choix de l'emplacement d'un réservoir constitue souvent une problématique complexe, nécessitant la prise en compte de plusieurs critères essentiels :

- ❖ Afin d'assurer une alimentation gravitaire du réseau de distribution, le réservoir doit être situé à une altitude supérieure à celle de l'agglomération, ce qui correspond à la configuration observée dans notre ville.
- ❖ Dans les cas où plusieurs réservoirs sont nécessaires, leur implantation doit être privilégiée soit en extrémité du réseau, soit à proximité des zones de forte consommation en eau.
- ❖ L'emplacement retenu doit également permettre de garantir une pression suffisante pour satisfaire les besoins des usagers.
- ❖ D'un point de vue économique, il est avantageux que le remplissage du réservoir s'effectue également par gravité, ce qui implique de le positionner en contrebas de la prise d'eau.

IV.4. Classification des réservoirs

- ❖ Classification selon la nature de matériau de construction :

-Réservoirs en béton armé.

-Réservoirs en maçonnerie.

-Réservoirs métalliques.

- ❖ Classification selon la situation au sol:

-Réservoirs enterrés.

-Réservoirs semi-enterrés.

-Réservoirs sur élevées.

- ❖ Classification selon l'usage

-Réservoir principal d'accumulation et de stockage

-Réservoir d'équilibre

-Réservoir tampon

-Bâche de reprise

-Brise charge

IV.5. Choix du type de réservoir

Pour assurer l'alimentation de la zone étudiée, un réservoir de forme circulaire, implanté au sol, a été envisagé. Le choix de ce type d'ouvrage résulte de l'analyse de plusieurs paramètres, parmi lesquels :

- La topographie du secteur à desservir,
- Les contraintes hydrauliques, incluant le volume de stockage nécessaire et la pression à maintenir dans le réseau,
- Les aspects économiques liés à la construction et à l'exploitation,
- Les exigences en matière de sécurité d'alimentation et de simplicité de gestion,
- La capacité du réservoir à s'intégrer efficacement dans le réseau existant.

IV.6. Équipements du réservoir

Lors de la conception des équipements d'un réservoir, il est essentiel de prendre en compte non seulement les aspects hydrauliques, mais aussi les contraintes liées à son exploitation. Il convient d'installer les dispositifs nécessaires pour informer l'exploitant sur l'état de fonctionnement du réservoir, tout en prévoyant des interventions régulières, telles que le nettoyage annuel et les opérations d'entretien (structure, équipements hydrauliques...).

Les équipements doivent être regroupés dans une chambre facilement accessible et bien dimensionnée. Il est déconseillé de les placer dans des zones difficiles d'accès, comme des bouches à clé ou des regards étroits. Tous les éléments doivent être accessibles, manœuvrables, et accompagnés de passerelles et escaliers adaptés.

Les équipements hydrauliques doivent être démontables, avec la présence de joints de démontage. Enfin, les contraintes liées à la manutention de pièces lourdes doivent être anticipées, en intégrant des installations telles que crochets, rails ou poutres roulantes pour faciliter l'usage de palans.

IV.6.1. Équipements d'intervention

L'accès aux cuves doit être garanti afin de permettre les opérations de surveillance, d'entretien ou de réparation. À cet effet, il est habituel de prévoir une trappe destinée au passage du personnel, ainsi qu'une trappe de dimensions plus importantes pour permettre l'introduction éventuelle d'équipements ou de matériaux.

Tous les points d'accès qu'il s'agisse de portes, de trappes ou d'échelles doivent être sécurisés afin d'empêcher toute intrusion non autorisée.

Équipements dédiés au nettoyage :

- Trappes d'inspection permettant l'entrée du personnel et du matériel,
- Dispositifs spécifiques facilitant les opérations de nettoyage,
- Pompe assurant l'alimentation en eau pour ces interventions.

IV.6.2. Equipements hydraulique

IV.6.2.1. Conduite d'adduction (l'arrivée)

La conduite d'adduction débouche directement dans le réservoir et doit être équipée d'un système de fermeture permettant d'interrompre l'arrivée d'eau lorsque le niveau maximal est atteint. Cette fermeture peut être assurée par un robinet à flotteur dans le cas d'une alimentation gravitaire, ou par un dispositif d'arrêt du moteur si l'adduction s'effectue par refoulement.

L'installation de cette conduite peut se faire selon différentes configurations :

- **Par surverse :** La conduite peut déboucher en chute libre ou être immergée de manière à ce que son extrémité reste constamment noyée. Le premier cas favorise l'oxygénation de l'eau, mais il entraîne également la libération du gaz carbonique dissous, ce qui peut provoquer l'entartrage du réservoir et des conduites.
- **Par dessous :** L'adduction peut aussi traverser les parois latérales du réservoir ou être posée à travers le radier (le fond), selon les contraintes techniques du projet.

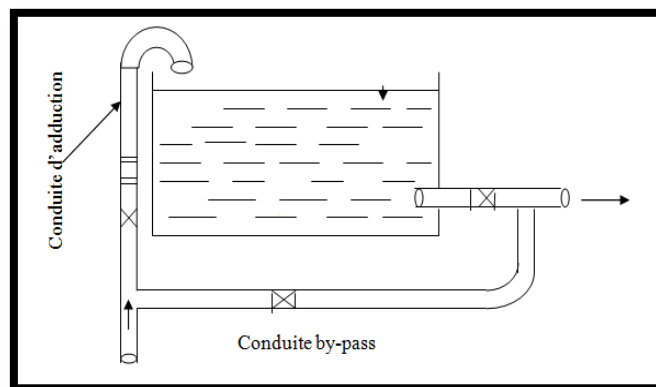


Figure IV.1 : Conduite d'adduction (l'arrivée) par surverse

IV.6.2.2. Conduite de distribution (départ)

La conduite de distribution est généralement positionnée à l'opposé de celle d'adduction, à une hauteur de 15 à 20 cm au-dessus du radier, afin d'éviter l'aspiration des boues présentes au fond du réservoir. Son extrémité est équipée d'une crépine coudée, conçue pour empêcher la formation de vortex, qui pourrait entraîner l'introduction d'air dans la conduite. De plus, cette conduite est munie d'une vanne à survitesse.

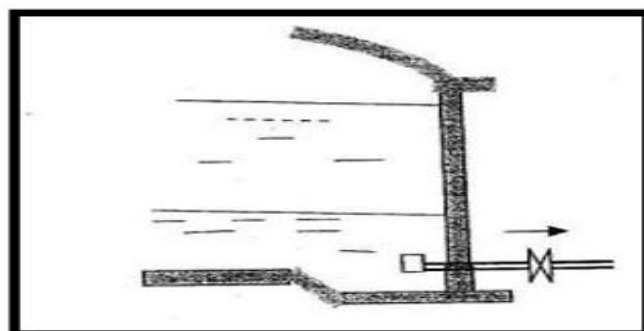


Figure IV.2 : Conduite de distribution (départ)

IV.6.2.3. Conduite du trop-plein

La conduite de trop-plein a pour rôle de prévenir tout dépassement du niveau maximal d'eau dans le réservoir. Elle se termine par un raccord simple de type bout à emboîtement.

Son extrémité doit adopter une forme de siphon afin d'empêcher l'infiltration de corps indésirables ou nocifs à l'intérieur de la cuve.

IV.6.2.4. Conduite de vidange

La conduite de vidange est située au point le plus bas du réservoir afin de permettre l'évacuation complète de l'eau. Pour faciliter cet écoulement, le radier est conçu avec une pente orientée vers cette conduite.

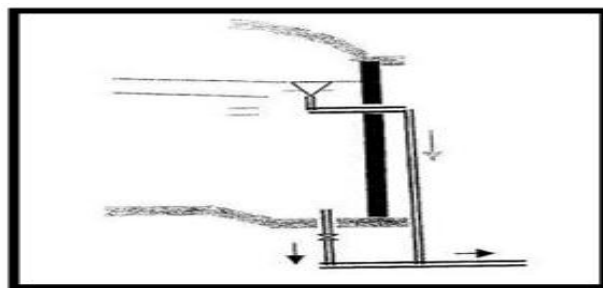


Figure IV.3 : Conduite du trop-plein avec celle de vidange

IV.6.2.5. Conduite BY-PASS

La conduite by-pass assure la liaison entre la conduite d'adduction et celle de distribution. Elle permet de maintenir l'alimentation du réseau en cas d'indisponibilité du réservoir, notamment lors des travaux d'entretien ou de nettoyage.

IV.6.2.6. Matérialisation de la réserve d'incendie

Pour préserver la réserve destinée à la lutte contre les incendies, des mesures sont mises en place afin d'empêcher le passage de l'eau de cette réserve dans le réseau de distribution. On distingue deux types de dispositifs :

a) Système à deux prises :

Ce système est rarement utilisé en raison de la présence d'une tranche d'eau morte (la réserve de sécurité n'est pas renouvelée de manière adéquate).

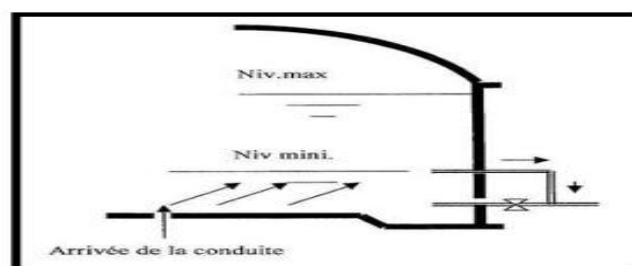


Figure IV.4 : Système de matérialisation de la réserve d'incendie à deux prises

b) Système à siphon :

Le siphon se désamorçe lorsque le niveau de la réserve est atteint, grâce à l'évent, permettant ainsi de préserver la réserve. De cette manière, la réserve est constamment renouvelée tout en restant disponible en permanence.

Le fonctionnement de ce système est le suivant :

- **Mode normal** : les vannes c et a sont ouvertes, tandis que la vanne b est fermée.
- **Mode incendie** : les vannes b et c sont responsables de la gestion de la réserve d'incendie.

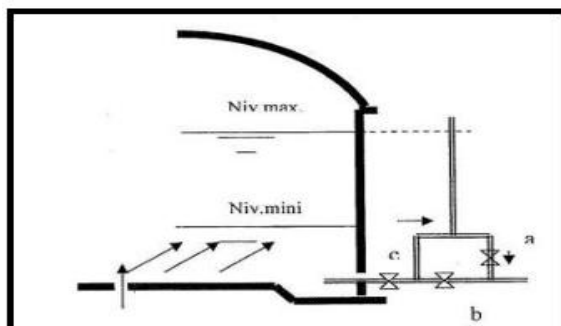


Figure IV.5 : Système de matérialisation de la réserve d'incendie à siphon

IV.7. Méthodes de calcul des capacités des réservoirs

Un réservoir doit être dimensionné de manière à assurer les fonctions attendues, même dans les situations les plus contraignantes, telles que les pics de consommation.

Pour en déterminer la capacité, il est essentiel de prendre en compte les fluctuations des débits d'entrée et de sortie, les modalités d'exploitation des installations en amont, ainsi que l'évolution de la demande.

La capacité finale du réservoir dépend donc du débit entrant, du débit sortant, auquel s'ajoute une réserve dédiée à la lutte contre l'incendie.

Deux approches permettent de procéder à ce calcul :

- La méthode analytique
- La méthode graphique

IV.7.1. La méthode analytique

La méthode analytique se base sur le calcul, heure par heure, du volume d'eau restant dans le réservoir tout au long de la journée.

Le volume utile du réservoir est donc égal à :

$$V_u = \frac{\alpha \times Q_{\max j}}{100} \text{ (m}^3\text{)} \dots\dots\dots \text{(IV-1)}$$

Avec :

V_u : capacité utile (m^3),

α : pourcentage du volume maximal qui devant être stocker (%).

$Q_{max j}$: La consommation maximale journalière (m^3/j).

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

$$V_T = V_u + V_{inc} \dots\dots\dots (IV-2)$$

Avec :

V_T : capacité totale du réservoir (m^3).

V_{inc} : volume d'incendie estimé à $120 m^3$.

IV.7.2. La méthode graphique

La méthode graphique s'appuie sur la courbe de consommation totale (ou intégrale), obtenue à partir des coefficients de variation horaire de la demande, ainsi que sur la courbe représentant le débit pompé en fonction du temps de pompage (apport).

La capacité du réservoir est alors déterminée en analysant les écarts entre les points extrêmes des courbes cumulées de consommation et d'apport.

$$V_u = \Delta V_1 + \Delta V_2 \dots\dots\dots (IV-3)$$

Le volume total sera : $V_T = V_u + V_{inc}$

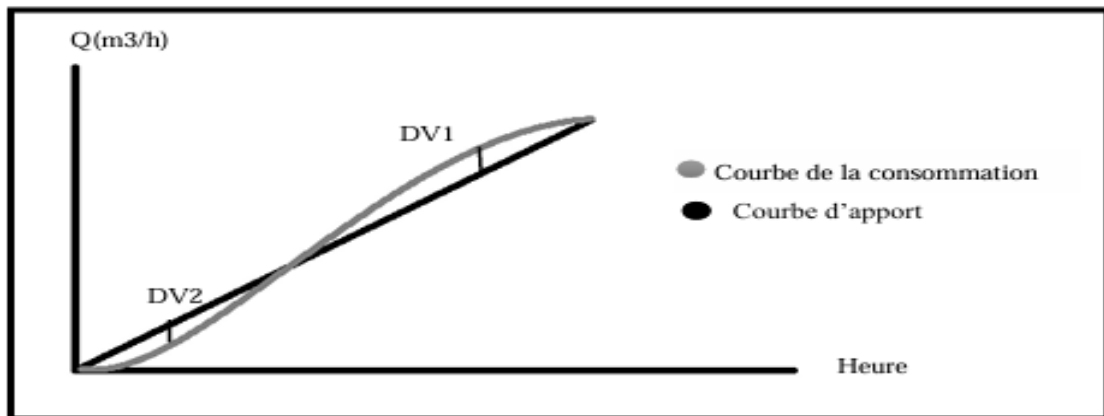


Figure IV.6 : Courbe de la consommation totale et courbe d'apport

IV.7.3. Calcul du débit d'apport (Q_{app})

L'alimentation en eau depuis la source jusqu'au réservoir s'effectue sur une période de 20 heures.

Le débit est donc calculé de la manière suivante :

$$Q_{app} = \frac{Q_{max j}}{20 \text{ heures}} (m^3/h) \dots\dots\dots (IV-4)$$

Note :

Nous avons choisi d'interrompre le pompage entre 18h et 22h, période durant laquelle le prix de l'énergie électrique est élevée.

IV.7.4. Calcul du volume utile du réservoir

Le tableau ci-dessous présente la méthode analytique pour le calcul du volume utile.

Tableau IV-1: Calcul de la capacité du réservoir selon la méthode analytique.

Heure	Consommation d'eau en %	Refolement d'eau en %	Arrivée d'eau au réservoir en %	Départ d'eau du réservoir en %	Reste dans le réservoir %
0 – 1	1,50	5,00		3,50	15,00
1 – 2	1,50	5,00		3,50	11,50
2 – 3	1,50	5,00		3,50	8,00
3 – 4	1,50	5,00		3,50	4,50
4 – 5	2,50	5,00		2,50	2,00
5 – 6	3,50	5,00		1,50	0,50
6 – 7	4,50	5,00		0,50	0,00
7 – 8	5,50	5,00	0,50		0,50
8 – 9	6,25	5,00	1,25		1,75
9 – 10	6,25	5,00	1,25		3,00
10 – 11	6,25	5,00	1,25		4,25
11 – 12	6,25	5,00	1,25		5,50
12 – 13	5,00	5,00	0,00		5,50
13 – 14	5,00	5,00	0,00		5,50
14 – 15	5,50	5,00	0,50		6,00
15 – 16	6,00	5,00	1,00		7,00
16 – 17	6,00	5,00	1,00		8,00
17–18	5,50	5,00	0,50		8,50
18 – 19	5,00	0,00	5,00		13,50
19 – 20	4,50	0,00	4,50		18,00
20 – 21	4,00	0,00	4,00		22,00
21 – 22	3,00	0,00	3,00		25,00
22 – 23	2,00	5,00		3,00	22,00
23 – 24	1,50	5,00		3,50	18,50
Total	100,0	100	25,0	25,0	

Selon le tableau, le reste maximal dans le réservoir est de 25 %, tandis que le minimum est de 0%.

Et on a $Q_{\max,j} = 3450.9 \text{ m}^3/\text{j}$

Donc :

$$V_u = \frac{\alpha \times Q_{\max,j}}{100} = \frac{25 \times 3450.9}{100} = 862.73 \text{ m}^3$$

$$V_T = V_u + V_{inc} = 862.73 + 120 = 982.73 \text{ m}^3$$

On prendra : le volume total du réservoir égale

$$V_T = 1000 \text{ m}^3$$

IV.8. Dimensionnement du réservoir

On choisira un réservoir de section circulaire, et ses dimensions principales seront déterminées par la relation suivante :

$$V = \frac{\pi \times D^2}{4} \times H \dots \dots \dots \text{(IV-5)}$$

Donc :

$$D = \sqrt{\frac{4V}{\pi \times H}} \dots \dots \dots \text{(IV-6)}$$

Avec :

V : volume du réservoir (m³).

D : diamètre du réservoir (m)

H : hauteur d'eau dans le réservoir (hauteur de la cuve). La valeur de H varie généralement entre 3 et 6 m, mais peut atteindre 7 à 8 m pour les grands ouvrages.

IV.8.1. Calcul de la section du réservoir

H = [3 à 6] m, on choisit donc H = 4 m.

$$V_T = S * H$$

$$S = V_T / H$$

$$S = 1000 / 4$$

$$S = 250 \text{ m}^2$$

IV.8.2. Calcul du diamètre du réservoir

$$D = \sqrt{\frac{4S}{\pi}}$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \times 137.5}{\pi}} = 17.84 \text{ m} = 17.9 \text{ m}$$

IV.8.3. Hauteur de la réserve d'incendie

$$H_{inc} = V_{inc} / S$$

$$H_{inc} = 120 / 250 = 0.48 \text{ m} = 0.5 \text{ m}$$

Le tableau suivant résume les caractéristiques du réservoir projeté :

Tableau IV-2: caractéristique du réservoir projeté.

Type	arrivé	Volume (m ³)	Section (m ²)	Hauteur (m)	Diamètre (m)	Hauteur d'incendie (m)	Matérialisation de la réserve d'incendie
Sur sol	Par surverse	1000	250	4	17.84	0.5	Système a siphon

IV.9. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons déterminé les caractéristiques du réservoir nécessaire pour garantir la distribution d'eau à la ville de M'fatha, en incluant sa capacité, son type, ses dimensions et ses équipements. Les résultats indiquent qu'un réservoir de section circulaire, d'une capacité de 1000 m³, est requis.

Chapitre V

Conception de réseau de distribution

V.1. Introduction

L'eau stockée dans le réservoir doit être distribuée à l'aide d'un réseau, sur lequel des branchements seront installés pour répondre aux besoins des habitants, maintenant et dans le futur. Dans ce chapitre, nous allons expliquer comment fonctionne ce réseau de distribution en précisant ses caractéristiques principales. Une étude permettra de choisir le bon diamètre pour les canalisations, afin d'assurer une bonne répartition de l'eau avec une pression suffisante à chaque point du réseau.

V.2. Classification des réseaux de distribution

Il existe plusieurs types des réseaux, dont les principaux sont :

- Réseau ramifié.
- Réseau maillé.
- Réseau mixte (combiné).
- Réseau étagé,

V.2.1. Réseau ramifié

Il s'agit d'un réseau à structure arborescente, composé d'une conduite principale et de conduites secondaires. Ce type de réseau a l'avantage d'être économique. Toutefois, son principal inconvénient est qu'il ne dispose que d'un seul chemin d'alimentation, ce qui le rend vulnérable : en cas d'incident sur la conduite principale, toutes les conduites en aval sont mises hors service. Ce type de réseau est souvent utilisé dans les zones rurales où l'habitat est dispersé.

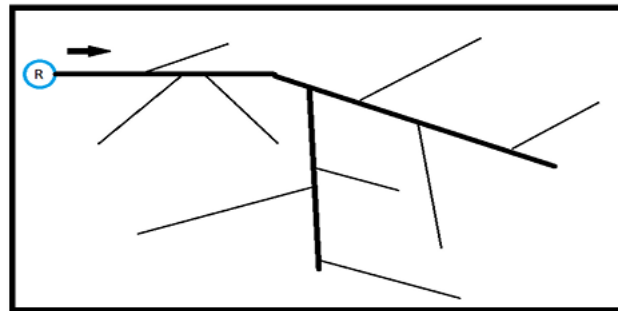


Figure V.1 : schéma d'un réseau ramifié

V.2.2. Réseau maillé

Contrairement au réseau ramifié, le réseau maillé permet une alimentation de retour grâce à une circulation en boucle. Ainsi, en cas d'incident, une simple manœuvre de vanne suffit à isoler le tronçon concerné. Bien que sa mise en œuvre soit plus coûteuse, le niveau de sécurité qu'il garantit en fait une solution à privilégier.

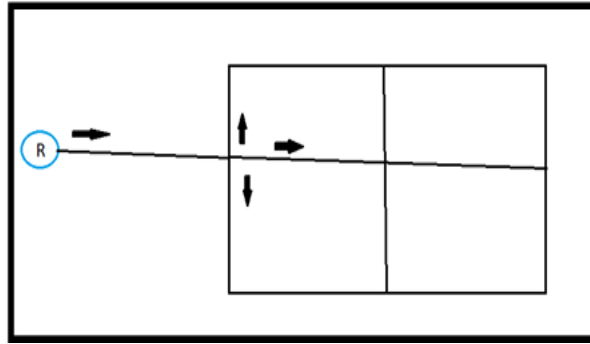


Figure V.2 : schéma d'un réseau maillé

V.2.3. Réseau mixte (combiné)

C'est un réseau constitué de plusieurs conduites, combinant une partie maillée et une autre ramifiée, en fonction de la configuration du site.

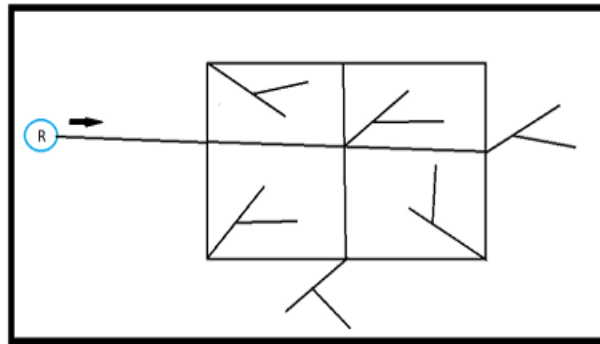


Figure V.3 : schéma d'un réseau mixte

V.2.4. Réseau étagé

Le réseau étagé est utilisé dans la zone d'étude en raison des importantes différences de niveau. En effet, cette forte dénivellation engendre des pressions élevées dans les parties basses du réseau lorsqu'un seul réservoir alimente la distribution. Ce type de système nécessite donc l'installation de dispositifs de régulation de pression (vannes, réservoirs, prises de charge, etc.) afin de maintenir une pression équilibrée dans l'ensemble du réseau.

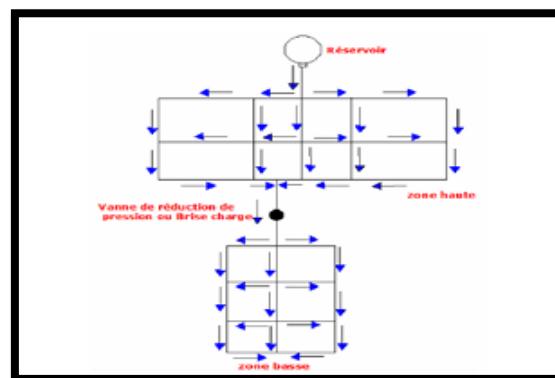


Figure V.4 : schéma d'un réseau étagé

V.3. Choix de types de réseau

En fonction de la structure et de l'importance de l'agglomération, et dans une optique d'optimisation technico-économique, nous avons retenu, pour notre étude, un réseau combiné étagé. Ce choix vise à assurer une exploitation efficace de l'infrastructure ainsi qu'une répartition équilibrée de l'eau.

V.4. Choix de types de matériau des conduites

Le choix du matériau dépend de plusieurs facteurs tels que la pression, l'agressivité de l'eau et du sol, ainsi que des critères économiques (coût, disponibilité sur le marché). Il est également important que le matériau permette une bonne jonction avec les équipements auxiliaires (joints, coudes, vannes, etc.). Parmi les matériaux couramment utilisés, on retrouve l'acier, la fonte ductile, le PVC (polyvinylchlorure) et le PE (polyéthylène).

Dans notre cas, nous avons choisi des conduites en PEHD (Polyéthylène Haute Densité), car ce matériau répond de manière optimale aux critères mentionnés. De plus, il offre une excellente résistance à la corrosion et aux mouvements du sol.

V.4.1. Conduites en PEHD

V.4.1.1. Les avantages

- **Résistance à la corrosion** : Le PEHD ne rouille pas et est insensible à la plupart des produits chimiques, ce qui garantit une longue durée de vie, même dans des environnements agressifs.
- **Flexibilité** : Ce matériau est flexible, ce qui lui permet de résister aux mouvements du sol et aux contraintes mécaniques sans se fissurer ou se casser.
- **Légèreté** : Le PEHD est plus léger que d'autres matériaux comme l'acier ou la fonte, ce qui facilite son transport, son stockage et son installation.
- **Facilité d'installation** : Les conduites en PEHD peuvent être soudées entre elles, ce qui crée des joints étanches et solides, réduisant les risques de fuites.
- **Durabilité** : Le PEHD a une excellente résistance à l'abrasion et aux impacts, ce qui assure une longue durée de service dans des conditions difficiles.
- **Réduction des pertes de charge** : Grâce à la surface lisse de l'intérieur des conduites en PEHD, la friction est minimisée, ce qui réduit les pertes de charge et améliore l'efficacité du réseau.
- **Coût compétitif** : Comparé à d'autres matériaux comme l'acier ou la fonte, le PEHD est souvent plus économique, notamment en raison de sa légèreté et de sa facilité d'installation.

V.4.1.2. Les inconvénients

- **Sensibilité aux températures extrêmes** : Fragilité par temps froid et perte de rigidité sous haute chaleur.
- **Risques de fissuration** : Peut se fissurer sous contraintes mécaniques excessives ou mauvaise installation.

V.5. Paramètres des réseaux

V.5.1. Débit

Les conduites doivent être dimensionnées pour supporter les débits instantanés les plus élevés, y compris le débit de pointe et le débit de pointe majoré en cas d'incendie.

V.5.2. Choix du diamètre

Une fois les diamètres théoriques calculés, il convient de se référer aux catalogues des fabricants afin de sélectionner les diamètres normalisés et disponibles dans le commerce.

V.5.3. Vitesse d'écoulement

Les vitesses d'écoulement supérieures à 2 m/s peuvent entraîner une dégradation des parois internes des conduites, tandis que celles inférieures à 0,5 m/s favorisent la formation de dépôts. Il est donc recommandé de maintenir la vitesse d'écoulement entre 0,5 m/s et 2 m/s. Une exception est toutefois tolérée en cas d'incendie, où la vitesse peut temporairement dépasser 2 m/s, la durée d'intervention étant généralement limitée à 2 heures avec un débit de 17 l/s.

V.5.4. Pression

Il est essentiel de vérifier la pression au niveau du sol à chaque nœud du réseau. La pression admissible doit rester comprise entre 1 bar et 6 bars pour garantir un fonctionnement optimal du système.

V.6. Dimensionnement du réseau

V.6.1. Détermination des débits

V.6.1.1. Débit spécifique

$$q_{sp} = \frac{Q_{max h}}{\sum L_i} \dots\dots\dots (V-1)$$

Avec :

q_{sp} : le débit spécifique (l/s/ml)

$Q_{max h}$: le débit maximum horaire (de pointe) (l/s)

$\sum L_i$: la somme des longueurs des tronçons qui ont une consommation (ml)

V.6.1.2. Débit en route

$$Q_{ri} = q_{sp} \times L_i \dots\dots\dots (V-2)$$

Avec :

Q_{ri} : le débit en route du tronçon i (l/s)

q_{sp} : le débit spécifique (l/s/ml)

L_i : Longueur du tronçon i (ml)

V.6.1.3. Débit nœud

$$Q_{ni} = \frac{\sum Q_{ri}}{2} + Q_{conc} \dots\dots\dots (V-3)$$

Avec :

Q_{ni} : Débit du nœud (l/s)

$\sum Q_{ri}$: La somme des débits en route des tronçons adjacents au nœud i (l/s)

Q_{conc} : Débit concentré (l/s)

V.6.2. Calcul des différents débits du réseau

V.6.2.1. Cas de pointe

❖ Débit spécifique :

$$Q_{max\ h} = 215.68 \text{ m}^3/\text{h} = 59.91 \text{ l/s}$$

La somme des longueurs des tronçons qui ont une consommation : $\sum L_i = 9992.03 \text{ m}$

$$q_{sp} = \frac{59.91}{9992.03} = 0.005996 \text{ l/s}$$

Le tableau suivant montre les calculs des débits :

Tableau V-1: le calcul du débit spécifique, en route et le débit

Nœud	Tronçons	Longueur (m)	q_{sp} (l/s/ml)	Q_{ri} (l/s)	Q_n (l/s)
1	N1-N2	78.67	0.005996	0.472	1.066
	N1-N5	277	0.005996	1.661	
2	N2-N1	78.67	0.005996	0.472	2.088
	N2-N3	241.2	0.005996	1.446	
	N2-N8	376.5	0.005996	2.257	
3	N3-N2	241.2	0.005996	1.446	5.161
	N3-N4	515.8	0.005996	3.093	
	N3-N23	964.6	0.005996	5.784	
4	N4-N3	515.8	0.005996	3.093	1.546
5	N5-N1	277	0.005996	1.661	2.421
	N5-N6	413.6	0.005996	2.480	
	N5-N7	117	0.005996	0.702	
6	N6-N5	413.6	0.005996	2.480	1.240
7	N7-N5	117	0.005996	0.702	2.256
	N7-N9	78.26	0.005996	0.469	
	N7-N11	152.1	0.005996	0.912	
	N7-N12	405.1	0.005996	2.429	
8	N8-N2	376.5	0.005996	2.257	2.720
	N8-N13	227.7	0.005996	1.365	
	N8-N15	303.1	0.005996	1.817	
9	N9-N7	78.26	0.005996	0.469	0.886
	N9-N10	119.4	0.005996	0.716	
	N9-N13	97.71	0.005996	0.586	
10	N10-N9	119.4	0.005996	0.716	0.358
11	N11-N7	152.1	0.005996	0.912	0.456
12	N12-N7	405.1	0.005996	2.429	1.214
13	N13-N8	227.7	0.005996	1.365	2.358
	N13-N9	97.71	0.005996	0.586	
	N13-N14	119.7	0.005996	0.718	
	N13-N17	341.5	0.005996	2.048	
14	N14-N13	119.7	0.005996	0.718	0.359
15	N15-N8	303.1	0.005996	1.817	2.465
	N15-N16	271.8	0.005996	1.630	
	N15-N17	247.3	0.005996	1.483	
16	N16-N15	271.8	0.005996	1.630	2.272
	N16-N18	296.6	0.005996	1.778	
	N16-N20	189.6	0.005996	1.137	

Nœud	Tronçons	Longueur (m)	q_{sp} (l/s/ml)	Q_{ri} (l/s)	Q_n (l/s)
17	N17-N13	341.5	0.005996	2.048	2.174
	N17-N15	247.3	0.005996	1.483	
	N17-N18	136.4	0.005996	0.818	
18	N18-N16	296.6	0.005996	1.778	2.056
	N18-N17	136.4	0.005996	0.818	
	N18-N19	252.9	0.005996	1.516	
19	N19-N18	252.9	0.005996	1.516	2.268
	N19-N20	199.9	0.005996	1.199	
	N19-N22	303.6	0.005996	1.820	
20	N20-N16	189.6	0.005996	1.137	1.752
	N20-N19	199.9	0.005996	1.199	
	N20-N21	194.9	0.005996	1.169	
21	N21-N20	194.9	0.005996	1.169	0.584
22	N22-N19	303.6	0.005996	1.820	0.910
23	N23-N3	964.6	0.005996	5.784	4.343
	N23-N24	220.2	0.005996	1.320	
	N23-N25	263.9	0.005996	1.582	
24	N24-N23	220.2	0.005996	1.320	1.638
	N24-N26	79.71	0.005996	0.478	
	N24-N29	246.3	0.005996	1.477	
25	N25-N23	263.9	0.005996	1.582	1.747
	N25-N26	231.2	0.005996	1.386	
	N25-N27	87.77	0.005996	0.526	
26	N26-N24	79.71	0.005996	0.478	1.619
	N26-N25	231.2	0.005996	1.386	
	N26-N28	101.3	0.005996	0.607	
	N26-N31	127.8	0.005996	0.766	
27	N25-N27	87.77	0.005996	0.526	0.819
	N27-N30	96.84	0.005996	0.581	
	N27-N36	88.42	0.005996	0.530	
28	N28-N26	101.3	0.005996	0.607	1.085
	N28-N29	81.76	0.005996	0.490	
	N28-N33	179	0.005996	1.073	
29	N29-N24	246.3	0.005996	1.477	1.550
	N29-N28	81.76	0.005996	0.490	
	N29-N34	189	0.005996	1.133	
30	N30-N27	96.84	0.005996	0.581	1.073
	N30-N31	90.48	0.005996	0.543	
	N30-N36	170.5	0.005996	1.022	

Nœud	Tronçons	Longueur (m)	q_{sp} (l/s/ml)	Q_{ri} (l/s)	Q_n (l/s)
31	N31-N26	127.8	0.005996	0.766	0.782
	N31-N30	90.48	0.005996	0.543	
	N31-N32	42.57	0.005996	0.255	
32	N32-N31	42.57	0.005996	0.255	0.777
	N32-N33	103.9	0.005996	0.623	
	N32-N35	112.8	0.005996	0.676	
33	N33-N28	179	0.005996	1.073	1.045
	N33-N32	103.9	0.005996	0.623	
	N33-N34	65.54	0.005996	0.393	
34	N34-N29	189	0.005996	1.133	1.674
	N34-N33	65.54	0.005996	0.393	
	N34-N35	303.9	0.005996	1.822	
35	N35-N32	112.8	0.005996	0.676	1.810
	N35-N34	303.9	0.005996	1.822	
	N35-N36	187.2	0.005996	1.122	
36	N36-N27	88.42	0.005996	0.530	1.337
	N36-N30	170.5	0.005996	1.022	
	N36-N35	187.2	0.005996	1.122	
Total					59.911

V.6.2.2. Cas de pointe + incendie

Dans ce cas, le calcul s'effectue de la même manière que pour le cas précédent, mais il faut ajouter le débit d'incendie fourni par le réservoir, soit 17 l/s. Ce débit doit être pris en compte au point le plus défavorable (le nœud le plus éloigné du réservoir). Ainsi, le débit nodal à ce point sera :

$$Q_{n35} = 1.810 + 17 = 18.810 \text{ l/s}$$

V.6.3. Logiciel EPANET

V.6.3.1. Présentation du logiciel EPANET

EPANET est un logiciel de modélisation destiné aux réseaux de distribution d'eau potable. Il permet de simuler, sur une longue durée, le comportement hydraulique et la qualité de l'eau au sein des réseaux sous pression. Le programme calcule notamment le débit et la vitesse dans chaque conduite, la pression à chaque nœud, ainsi que le niveau d'eau dans les réservoirs.

V.6.3.2. Modélisation hydraulique

Les principaux éléments pris en compte dans la modélisation sont les suivants :

- ❖ **Les nœuds de demande** : Ce sont les points du réseau où les canalisations (ou arcs) se rejoignent. Ils représentent les points d'entrée ou de sortie de l'eau, et peuvent

également ne pas générer de débit. Les données d'entrée essentielles pour chaque nœud de demande sont :

- L'altitude par rapport à un plan de référence (souvent le niveau de la mer) ;
- La demande en eau, c'est-à-dire le débit extrait du réseau.

Les résultats calculés aux nœuds de demande à chaque intervalle de temps de la simulation incluent :

- La charge hydraulique (ou hauteur piézométrique), qui représente l'énergie par unité de poids du fluide. Elle correspond à la somme de l'altitude et de la hauteur de pression.

❖ Les tuyaux

Les tuyaux sont les conduites qui assurent le transport de l'eau d'un point à un autre du réseau. EPANET considère que ces conduites sont en permanence remplies. L'eau circule depuis l'extrémité ayant la charge hydraulique la plus élevée vers celle ayant la plus faible.

Les données nécessaires pour caractériser un tuyau sont :

- Le nœud de départ et d'arrivée ;
- Le diamètre de la conduite ;
- La longueur du tuyau ;
- Le coefficient de rugosité (utilisé pour évaluer les pertes de charge dues au frottement).

Les principaux résultats fournis pour les tuyaux sont :

- Le débit ;
- La vitesse de l'écoulement ;
- La perte de charge.

La perte de charge, ou charge hydraulique dissipée en raison du frottement de l'eau contre les parois du tuyau, peut être estimée à l'aide de l'une des formules suivantes :

- La formule de Hazen-Williams ;
- La formule de Darcy-Weisbach ;
- La formule de Chezy-Manning.

V.6.4. Résultats de la simulation hydraulique du réseau

Une fois les données nécessaires à la simulation saisies — telles que les altitudes et les débits pour chaque nœud, ainsi que les longueurs et diamètres des tronçons — la simulation du réseau peut être lancée. Plusieurs ajustements ont été effectués concernant le choix des diamètres des conduites, dans le but d'obtenir des vitesses d'écoulement et des pressions compatibles avec les normes acceptables.

Le réseau de distribution est finalement conçu avec des tuyaux en PEHD PN10, dont les diamètres varient de 63 mm à 280 mm. Nous avons installé trois vannes réductrice de pression (PBV) afin de réduire la pression aux pont bas.

V.6.4.1. Cas de pointe

La figure ci-après représente les résultats de la simulation du réseau dans le cas de pointe :

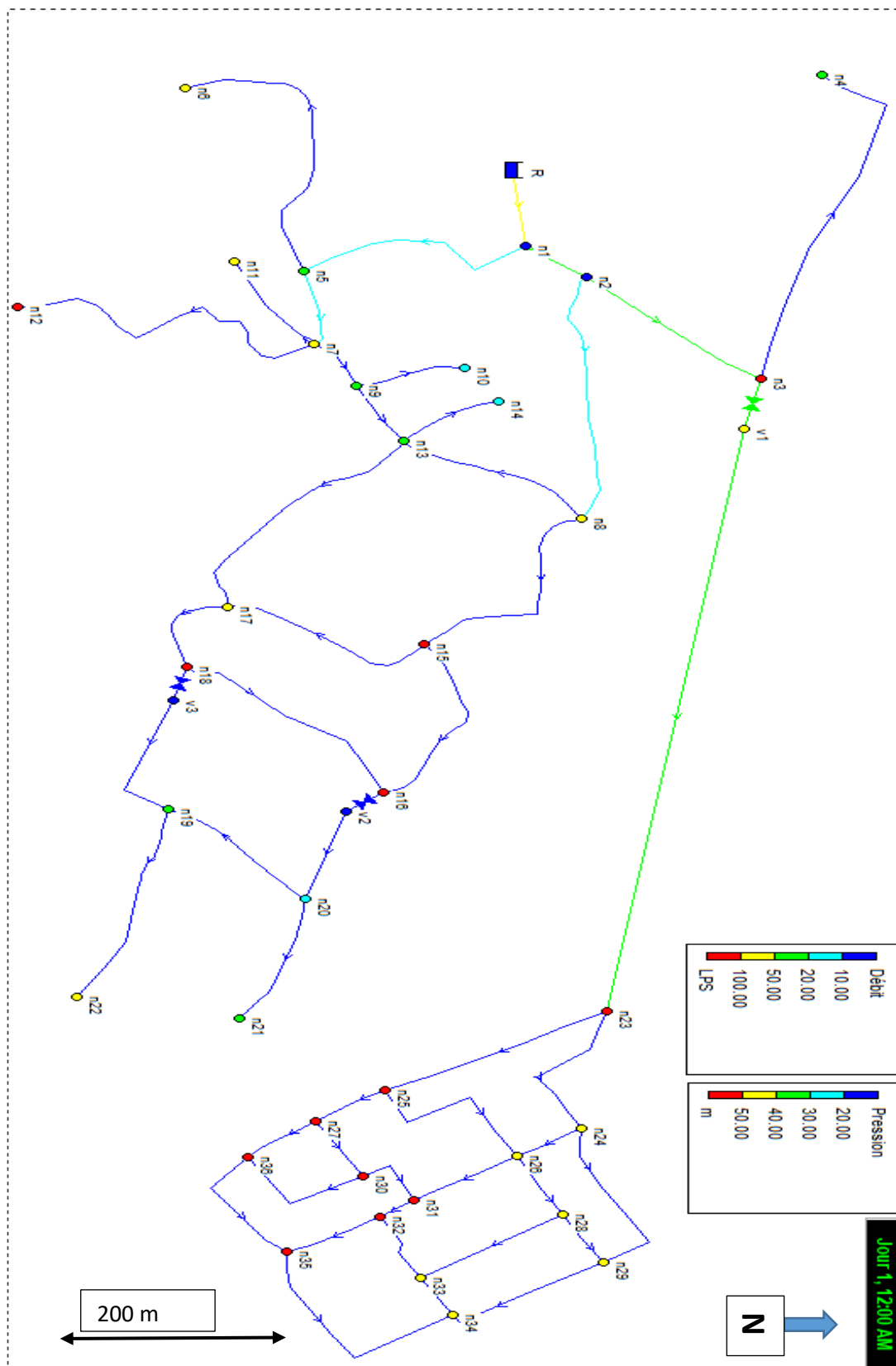


Figure V.5 : Représentation de réseau après la simulation pour le cas de pointe

Les paramètres hydrauliques résultants sont présentés dans les tableaux ci-dessous.

Tableau V-2: Calcul des pressions au niveau des nœuds (cas de pointe)

ID Nœud	Altitude (m)	Demande (L/S)	Charge (m)	Pression (m)
Bâche R	1017	-61.06	1017	0
N1	1000.12	1.07	1016.54	16.42
N2	997.51	2.09	1015.95	18.44
N3	948.19	5.16	1014.47	66.28
N4	976.16	1.55	1009.95	33.79
N5	977.33	2.42	1012.61	35.28
N6	960.49	1.24	1010.16	49.67
N7	970.39	2.26	1010.75	40.36
N8	969.85	2.72	1010.63	40.78
N9	971.82	0.89	1009.76	37.94
N10	980.54	0.36	1009.68	29.14
N11	968.47	0.46	1010.6	42.13
N12	942.95	2.36	1009.4	66.45
N13	974.26	2.36	1007.3	33.04
N14	985.42	0.36	1007.22	21.8
N15	951.94	2.46	1004.02	52.08
N16	945.39	2.27	999.39	54
N17	956.51	2.17	1003.58	47.07
N18	949.07	2.06	1000.94	51.87
N19	931.91	2.27	962.72	30.81
N20	938.65	1.75	962.74	24.09
N21	927.29	0.58	962.43	35.14
N22	919.55	0.91	961.68	42.13
N23	921.64	4.34	978.89	57.25
N24	936.28	1.64	977.18	40.9
N25	922.85	1.75	977.35	54.5
N26	930.92	1.62	976.72	45.8
N27	922.23	0.82	976.31	54.08
N28	931.29	1.09	975.69	44.4
N29	929.8	1.55	975.63	45.83
N30	924.91	1.07	975.78	50.87
N31	924.49	0.78	975.65	51.16
N32	922.44	0.78	975.52	53.08
N33	928.37	1.04	975.49	47.12
N34	930.29	1.67	975.39	45.1
N35	919.41	1.81	975.43	56.02
N36	920.34	1.34	975.75	55.41
Nœud v1	948.19	0	989.47	41.28
Nœud v2	945.39	0	964.39	19
Nœud v3	949.07	0	965.94	16.87

Tableau V-3: Caractéristique hydraulique et géométrique des tronçons (cas de pointe)

Tronçon	Longueur (m)	DN (mm)	Diamètre (mm)	Débit (L/S)	Vitesse (m/s)	Pert de Charge Unit. (m/km)
R-N1	92.2	280	246.8	80.05	1.67	8.18
N1-N2	78.67	225	198.2	57.75	1.87	13.06
N2-N3	241.2	200	176.2	40.01	1.64	11.79
N3-N4	515.8	63	55.4	1.55	0.64	8.76
N7-N11	152.1	63	55.4	1.46	0.6	7.87
N25-N26	231.2	75	66	-2.12	0.62	6.63
N27-N30	96.84	75	66	-3.67	1.07	17.79
N34-N35	303.9	75	66	-0.95	0.28	1.61
N33-N34	65.54	63	55.4	1.49	0.62	8.21
N28-N33	179	90	79.2	3.29	0.67	6.04
N19-N22	303.6	63	55.4	1.91	0.79	12.79
N20-N21	194.9	63	55.4	1.58	0.66	9.15
N13-N17	341.5	110	96.8	9.92	1.35	16.9
N13-N14	119.7	63	55.4	1.36	0.56	6.96
N16-N18	296.6	63	55.4	-1.72	0.71	10.6
N2-N8	376.5	125	110.2	15.66	1.64	20.73
N8-N15	303.1	90	79.2	8.56	1.74	34.33
N15-N17	247.3	63	55.4	0.96	0.4	3.78
N17-N18	136.4	90	79.2	8.71	1.77	35.39
N19-N20	199.9	63	55.4	0.75	0.31	2.46
N15-N16	271.8	75	66	5.14	1.5	32.76
N7-N9	78.26	110	96.8	11.51	1.56	22.17
N9-N10	119.4	63	55.4	1.36	0.56	6.95
N9-N13	97.71	90	79.2	9.26	1.88	39.65
N8-N13	227.7	75	66	-4.37	1.28	24.45
N5-N7	117	125	110.2	17.58	1.84	25.64
N7-N12	405.1	90	79.2	2.36	0.48	3.34
N1-N5	277	140	123.4	21.24	1.78	20.9
N5-N6	413.6	63	55.4	1.24	0.51	5.92
N32-N33	103.9	75	66	0.25	0.07	0.16
N29-N28	81.76	63	55.4	-0.84	0.35	3
N26-N28	101.3	75	66	-5.21	1.52	33.7
N24-N29	246.3	75	66	3.94	1.15	20.22
N29-N34	189	75	66	2.23	0.65	7.27
N30-N31	90.48	63	55.4	-0.59	0.25	1.61
N30-N36	170.5	75	66	1	0.29	1.76

Tronçon	Longueur (m)	DN (mm)	Diamètre (mm)	Débit (L/S)	Vitesse (m/s)	Pert de Charge Unit. (m/km)
N35-N36	187.2	75	66	0.88	0.26	1.4
N27-N36	88.42	75	66	4.22	1.23	22.88
N32-N35	112.8	90	79.2	-0.88	0.18	0.59
N25-N27	87.77	90	79.2	7.044	1.43	43.19
N26-N31	127.8	75	66	-5.1	1.49	32.3
N23-N25	263.9	125	110.2	13.57	1.42	15.95
N24-N26	79.71	110	96.8	-9.81	1.33	16.57
N23-N24	220.2	125	110.2	-15.39	1.61	20.08
N31-N32	42.57	90	79.2	-3.9	0.79	8.25
N18-N19	252.9	75	66	4.93	1.44	30.44
N16-N20	189.6	75	66	4.58	1.34	26.62
N3-N23	964.6	160	141	26.08	1.67	24.97
Vanne 1	Sans Valeur	160	141	26.08	1,67	25
Vanne 2	Sans Valeur	75	66	4.58	1.34	35
Vanne 3	Sans Valeur	75	66	4.93	1.44	35

V.6.4.2. Cas de pointe + incendie

La figure ci-après représente les résultats de la simulation du réseau dans le cas de pointe plus incendie :

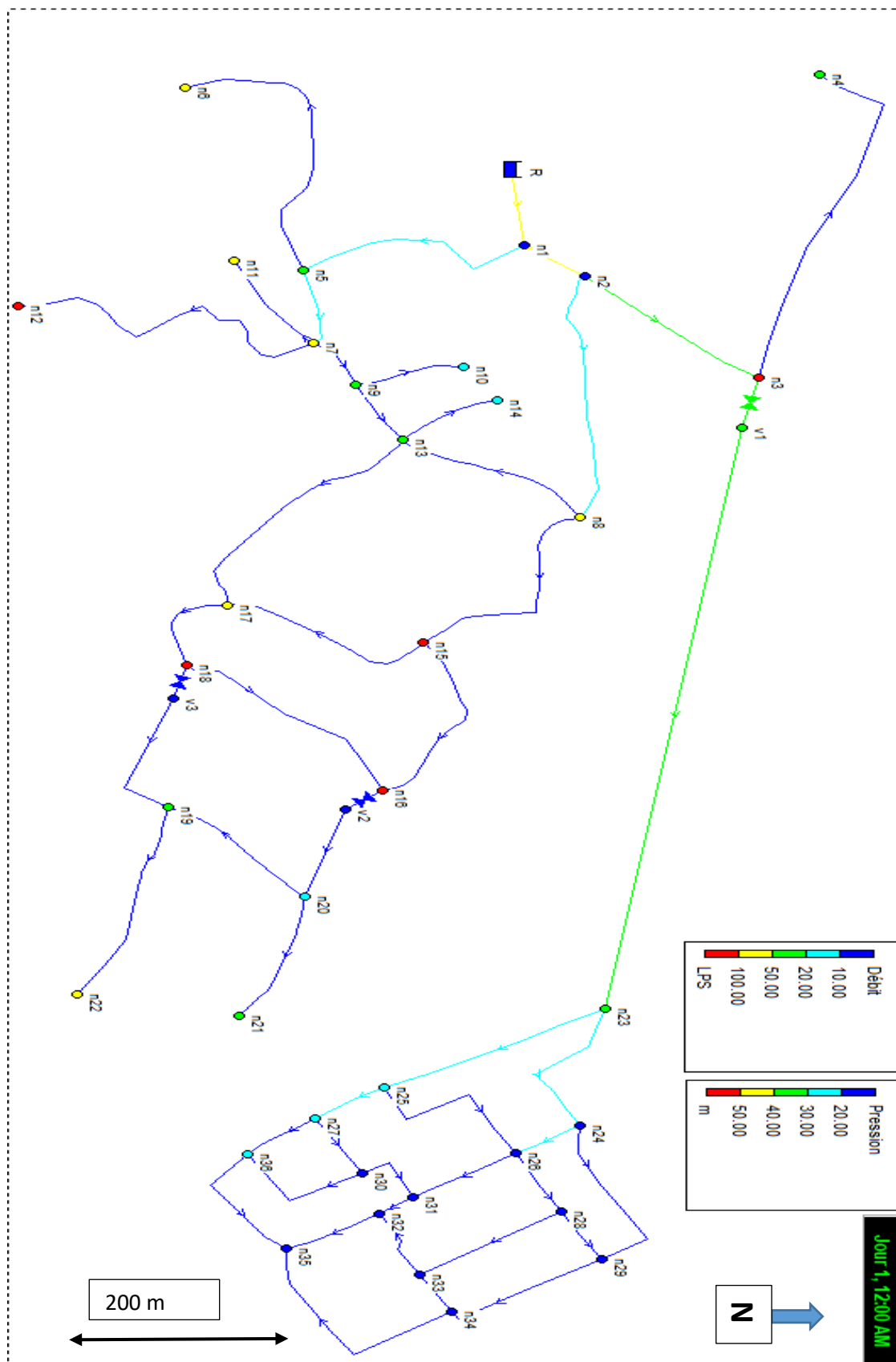


Figure V.6 : Représentation de réseau après la simulation pour le cas de pointe + incendie
 Les paramètres hydrauliques résultants sont présentés dans les tableaux ci-dessous.

Tableau V-4: Calcul des pressions au niveau des nœuds (cas de pointe + incendie)

ID Nœud	Altitude (m)	Demande (L/S)	Charge (m)	Pression (m)
Bâche R	1017	-78.06	1017	0
N1	1000.12	1.07	1016.28	16.16
N2	997.51	2.09	1015.19	17.68
N3	948.19	5.16	1011.66	63.47
N4	976.16	1.55	1007.14	30.98
N5	977.33	2.42	1012.29	34.96
N6	960.49	1.24	1009.84	49.35
N7	970.39	2.26	1010.39	40
N8	969.85	2.72	1009.98	40.13
N9	971.82	0.89	1009.37	37.55
N10	980.54	0.36	1009.29	28.75
N11	968.47	0.46	1010.24	41.77
N12	942.95	2.36	1009.04	66.09
N13	974.26	2.36	1006.82	32.56
N14	985.42	0.36	1006.74	21.32
N15	951.94	2.46	1003.46	51.52
N16	945.39	2.27	998.85	53.46
N17	956.51	2.17	1003.06	46.55
N18	949.07	2.06	1000.41	51.34
N19	931.91	2.27	962.18	30.27
N20	938.65	1.75	962.2	23.55
N21	927.29	0.58	961.89	34.6
N22	919.55	0.91	961.14	41.59
N23	921.64	4.34	955.45	33.81
N24	936.28	1.64	949.37	13.09
N25	922.85	1.75	949.97	27.12
N26	930.92	1.62	947.48	16.56
N27	922.23	0.82	945.08	22.85
N28	931.29	1.09	942.5	11.21
N29	929.8	1.55	942.46	12.66
N30	924.91	1.07	942.3	17.39
N31	924.49	0.78	940.71	16.22
N32	922.44	0.78	939.36	16.92
N33	928.37	1.04	940.15	11.78
N34	930.29	1.67	939.45	9.16
N35	919.41	18.81	934.5	15.09
N36	920.34	1.34	941.75	21.41
Nœud v1	948.19	0	986.66	38.47
Nœud v2	945.39	0	963.85	18.46
Nœud v3	949.07	0	965.41	16.34

Tableau V-5: Caractéristique hydraulique et géométrique des tronçons (cas de pointe + incendie)

Tronçon	Longueur (m)	DN (mm)	Diamètre (mm)	Débit (L/S)	Vitesse (m/s)	Pert de Charge Unit. (m/km)
R-N1	92.2	280	246.8	88.05	1.84	9.75
N1-N2	78.67	225	198.2	65.68	2.13	16.58
N2-N3	241.2	200	176.2	48.01	1.97	16.5
N3-N4	515.8	63	55.4	1.55	0.64	8.76
N7-N11	152.1	63	55.4	1.46	0.6	7.87
N25-N26	231.2	75	66	-3.15	0.92	13.52
N27-N30	96.84	75	66	-5.74	1.68	40.16
N34-N35	303.9	75	66	3.7	1.08	18.1
N33-N34	65.54	63	55.4	1.59	0.66	9.21
N28-N33	179	90	79.2	5.75	1.17	16.61
N19-N22	303.6	63	55.4	1.91	0.79	12.79
N20-N21	194.9	63	55.4	1.58	0.66	9.15
N13-N17	341.5	110	96.8	9.94	1.35	16.97
N13-N14	119.7	63	55.4	1.36	0.56	6.96
N16-N18	296.6	63	55.4	-1.72	0.71	10.62
N2-N8	376.5	125	110.2	15.59	1.63	20.57
N8-N15	303.1	90	79.2	8.54	1.73	34.17
N15-N17	247.3	63	55.4	0.95	0.39	3.67
N17-N18	136.4	90	79.2	8.71	1.77	35.43
N19-N20	199.9	63	55.4	0.76	0.31	2.47
N15-N16	271.8	75	66	5.13	1.5	32.71
N7-N9	78.26	110	96.8	11.57	1.57	22.4
N9-N10	119.4	63	55.4	1.36	0.56	6.95
N9-N13	97.71	90	79.2	9.33	1.89	40.15
N8-N13	227.7	75	66	-4.33	1.27	24.02
N5-N7	117	125	110.2	17.64	1.85	25.81
N7-N12	405.1	90	79.2	2.36	0.48	3.34
N1-N5	277	140	123.4	21.3	1.78	21.02
N5-N6	413.6	63	55.4	1.24	0.51	5.92
N32-N33	103.9	75	66	-3.12	0.91	13.26
N29-N28	81.76	63	55.4	-0.17	0.07	0.19
N26-N28	101.3	75	66	-7.01	2.05	57.92
N24-N29	246.3	75	66	5.17	1.51	33.13
N29-N34	189	75	66	3.79	1.11	18.85
N30-N31	90.48	63	55.4	-2.25	0.94	17.24
N30-N36	170.5	75	66	1.41	0.41	3.22

Tronçon	Longueur (m)	DN (mm)	Diamètre (mm)	Débit (L/S)	Vitesse (m/s)	Pert de Charge Unit. (m/km)
N35-N36	187.2	75	66	5.56	1.63	37.87
N27-N36	88.42	75	66	6.49	1.9	50.19
N32-N35	112.8	90	79.2	-9.55	1.94	41.91
N25-N27	87.77	90	79.2	9.21	1.87	74.54
N26-N31	127.8	75	66	-6.57	1.92	69.38
N23-N25	263.9	125	110.2	16.94	1.78	23.97
N24-N26	79.71	110	96.8	-13.21	1.79	28.56
N23-N24	220.2	125	110.2	-20.01	2.1	32.57
N31-N32	42.57	90	79.2	-8.21	1.67	31.75
N18-N19	252.9	75	66	4.93	1.44	30.45
N16-N20	189.6	75	66	4.58	1.34	26.6
N3-N23	964.6	160	141	30.45	1.95	37.22
Vanne 1	Sans Valeur	160	141	30.45	1.95	25
Vanne 2	Sans Valeur	75	66	4.58	1.34	35
Vanne 3	Sans Valeur	75	66	4.93	1.44	35

V.6.5. Interprétation des résultats

La simulation du réseau à l'aide du logiciel EPANET a permis d'identifier les diamètres optimaux nécessaires au bon fonctionnement du système de distribution.

Concernant les vitesses d'écoulement, les résultats obtenus pour le scénario de pointe indiquent des valeurs comprises entre 0,4 et 1,9 m/s. Quelques conduites situées en points défavorables présentent des vitesses inférieures à 0,4 m/s, en raison de débits très faibles les traversant.

Dans le cas de pointe plus incendie, les vitesses varient entre 0,3 et 2 m/s. Toutefois, certaines conduites dépassent ponctuellement les 2 m/s, conséquence d'une augmentation brusque du débit dans ces sections.

→ Ces vitesses restent dans les plages acceptables pour des tuyaux en PEHD.

V.7. Conclusion

Les réseaux de distribution doivent assurer un approvisionnement en eau suffisant, à des pressions adéquates, afin de répondre efficacement aux besoins des consommateurs. Dans ce chapitre, les actions suivantes ont été menées :

- Élaboration d'un tracé adapté du réseau de distribution ;
- Calcul des différents types de débits : débit spécifique, débit en transit et débit nodal ;
- Mise en place de trois vannes réductrices de pression (PBV) afin de garantir une distribution uniforme, avec des valeurs de pression et de vitesse conformes aux exigences du réseau.

Chapitre VI

Pose de canalisation et accessoires

VI.1. Introduction

Dans ce chapitre, nous avons abordé plusieurs points, à savoir le principe de la pose des canalisations et les différentes méthodes utilisées pour bien exécuter les travaux sur le terrain. En outre, nous présentons les accessoires installés le long des conduites pour protéger le réseau et garantir un bon fonctionnement.

VI.2. Pose de canalisation

En général, les conduites sont posées dans des tranchées creusées dans le sol. Cependant, la nature de l'installation peut être différente pour chaque type de surface, pour atténuer les forces qui pèsent sur la canalisation. Les conduites doivent être posées en pente très douce, pour pouvoir recueillir les points bas pour la vidange, et les points hauts pour l'air évacué par une ventouse ou un purgeur automatique. De toute façon, vous obtiendrez un tracé en dents de scie avec des montées progressives suivies de descentes profondes.

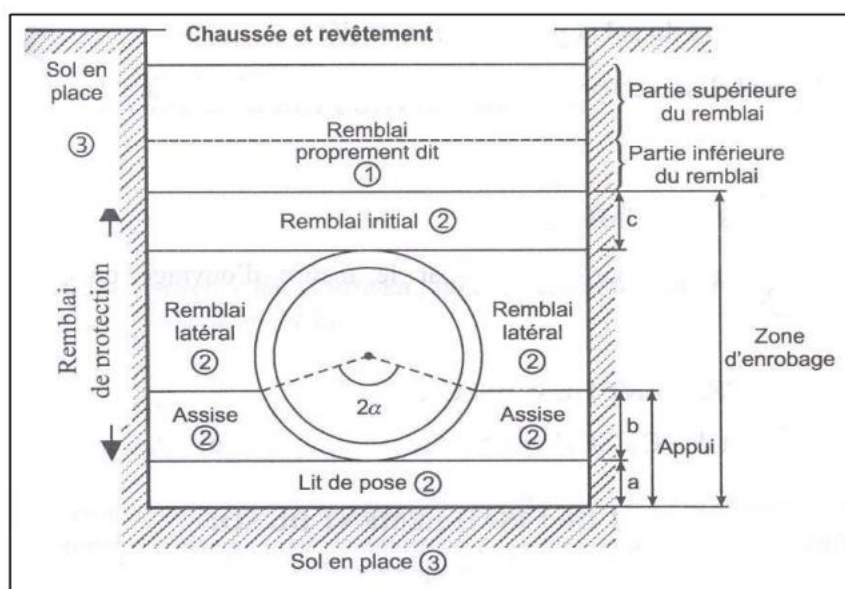


Figure VI.1 : Pose de canalisation

VI.2.1. Différents types de pose de canalisation:

Le choix du type de pose des canalisations dépend essentiellement de la topographie et du sol, indépendamment de l'existence de toute obstruction. Les différents types de pose survenant donc en fonction des conditions existantes, les principales variantes sont les suivants :

VI.2.1.1. La pose en terrain ordinaire

La pose en terrain classique, également dans notre cas qui se limite à la description, le trottoir est dans une tranchée aux dimensions adéquates. Des niches sont aménagées pour permettre l'assemblage des canalisations. La réalisation est en tronçons successifs, dûment alignés et nivelés par niveau; C'est le processus d'enterrer les canalisations avec la majorité des agressions extérieures protégeant la qualité de l'eau et limitant les variations de température (voir figure VI.1)

VI.2.1.2. Pose en terrain peu consistant

Lorsqu'il s'agit d'un sol peu solide, des mesures plus poussées sont désirées pour maintenir la position de la canalisation. Elle est par ailleurs installée sur une terrasse de béton, armée ou non, montée sur un lit de sable. Si la conduite est supportée par des manches, les manches doivent être placées près des joints, et collée à base d'un pieu au sol de support.

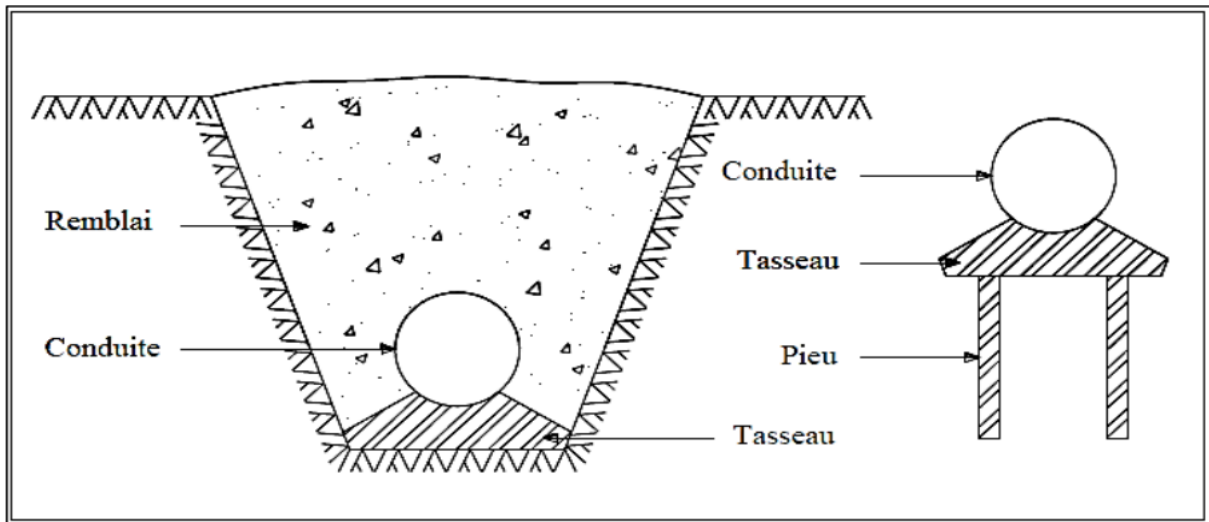


Figure VI.2 : Pose de canalisation en terrain peu consistant

VI.2.1.3. Pose en galerie

Cette pose conduit à deux avantages : surveillance aisée et désavantages évitée en cas de fuite avec ou sans remplacement, ou ouverture de chaussée pour assainissement.

Les points pratiques de cette pose sont dit couvertes, car pratiques en zone urbaine ouvertes de galerie souterraine tolérée – égout, canal de rivières, des caves et faisceaux de galeries, etc.

Pour les petits diamètres, en tant que conduite suivant une console en fonte d'aluminium scellée, et pour les gros diamètres, en pour des tasseaux en béton.

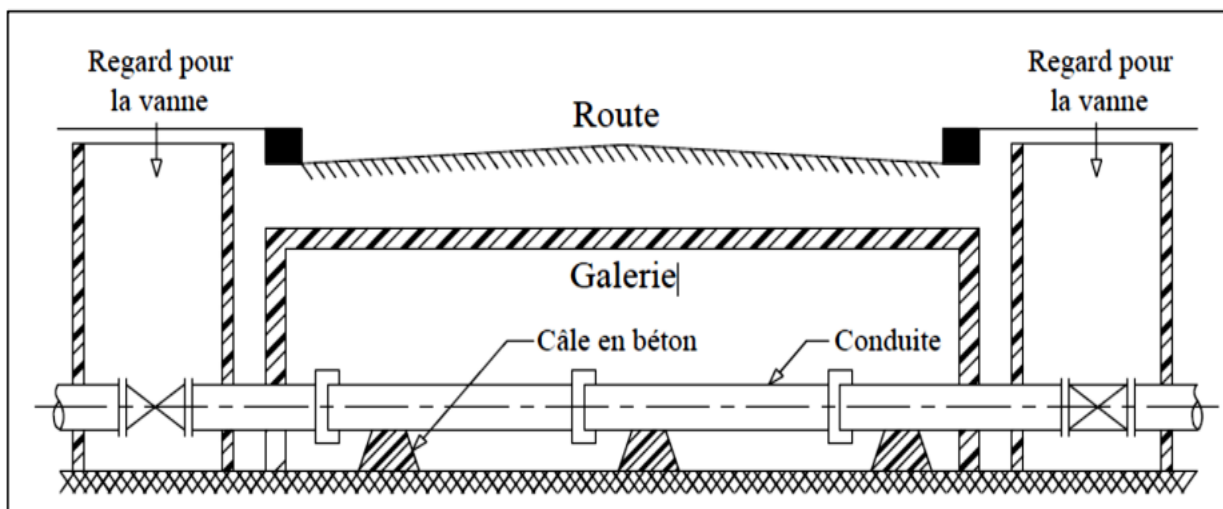


Figure VI.3 : Pose de canalisation en galerie

VI.2.1.4. Pose en Pente

Pour finir, lorsque l'angle de pente du sol dépasse un seuil, le frottement entre la cannelure et sol ne suffit plus à tenir en place. En effet, la force du fait que la conduite tombe dans l'axe doit être balance. Il se fait avec pour cela car on utilise Butées d'ancrage, de joints verrouillés et d'une combinaison des deux.

Il existe deux méthodes généralement pour poser un conduit dont :

- Par massif en béton avec de traverse copie à chaque tuyauterie; (Conduite non en terrée)
- Par bastion en béton à la sortie du tronçon verrouillé. (Conduite en terrée)

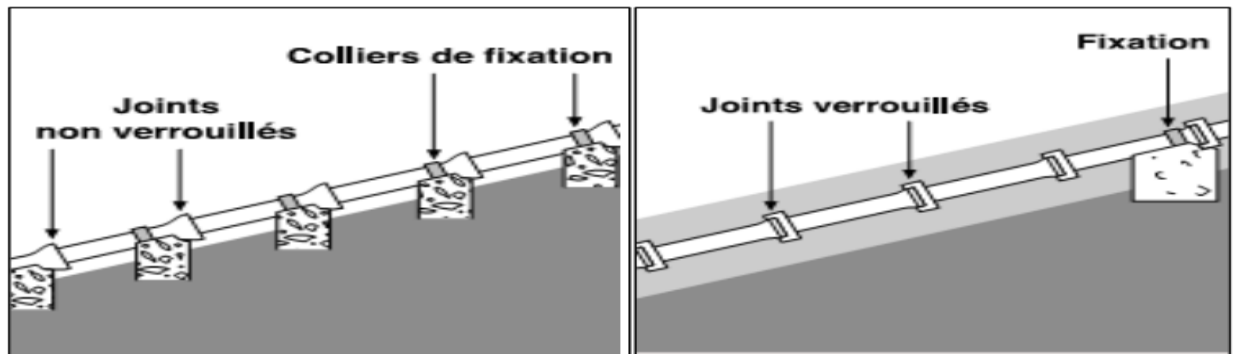


Figure VI.4 : Pose de canalisation en pente

VI.2.1.5. Traversée de rivière

La pose de canalisations à travers une rivière nécessite des aménagements spécifiques. Deux situations peuvent se présenter :

- **Présence d'un pont routier** : dans ce cas, le pont peut également servir de support pour la canalisation.
- **Absence de pont routier** : la canalisation devra alors suivre le lit de la rivière et être installée sur des ouvrages spéciaux conçus à cet effet.

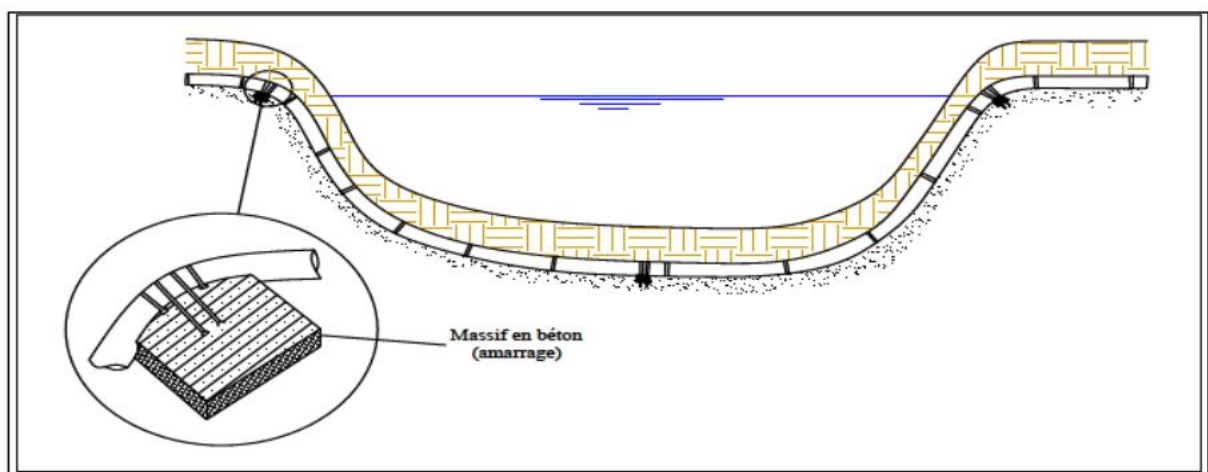


Figure VI.5 : Traversée de rivière

VI.2.1.6. Pose des conduites en traversées des routes

Lorsque la canalisation transite sous route alors qu'il est primordial de la protéger contre les charges lourdes et les chocs susceptibles de provoquer des défaillances ou infiltrations déplorables Tous les suivent deux systèmes sont fréquents :

- Les gaines : il s'agit de buses de diamètre plus grand dans lesquelles les conduites sont introduites, assurant une protection mécanique.
- L'enrobage en béton : les tuyaux sont entièrement recouverts de béton, ce qui les renforce face aux contraintes du trafic routier.

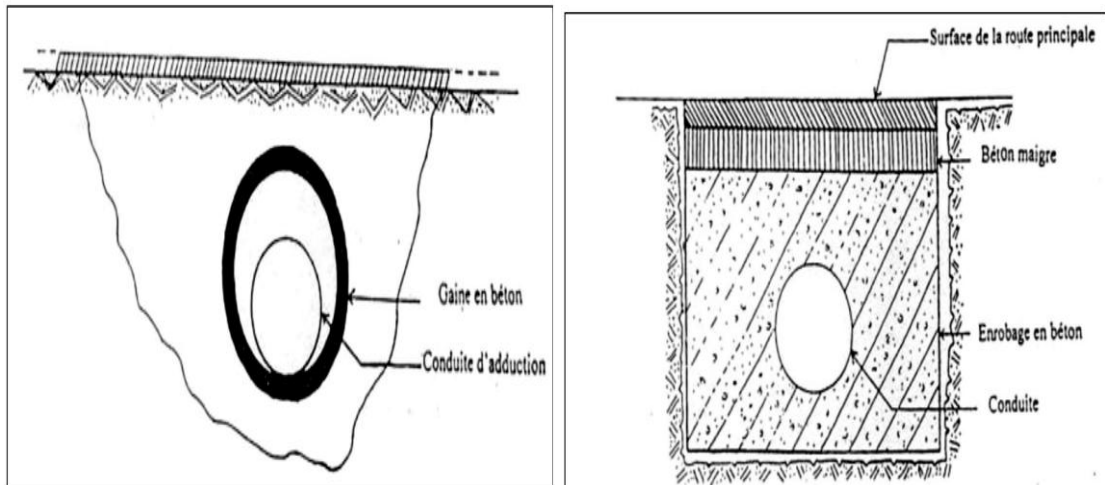


Figure VI.6 : Pose des conduites en traversées des routes

VI.2.1.7. Stabilisation des conduites

Pour garantir la stabilité des conduites, notamment au niveau des coudes soumis à la pression de l'eau, il est nécessaire de construire des massifs en béton. Leur poids permet de résister aux poussées et d'éviter le déboîtement des joints.

Les dimensions de ces butées sont déterminées en fonction de plusieurs paramètres, tels que la pression interne de la conduite, son rayon, et l'angle du coude.

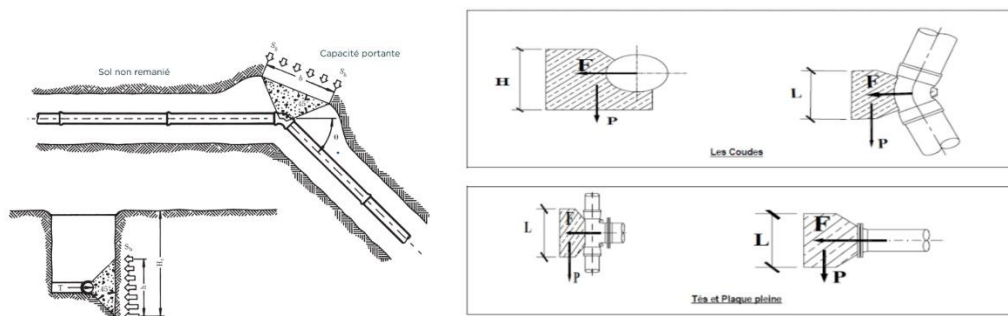


Figure VI.7 : Butée en béton

VI.2.2. Techniques d'assemblage des canalisations

Les conduites en plastique sont généralement assemblées par deux procédés principaux : l'électrosoudage et le soudage bout à bout.

❖ **Electrosoudage :**

L'électrosoudage est dans ce cas utilisé de manière très fréquente et reconnue pour sa fiabilité. Pour ce procédé, les deux tubes sont boutés ensemble à l'aide d'un manchon électrosoudable ou à partir d'une pièce de dérivation. Ce tissu possède une résistance chauffante intégrée, ou plutôt une qui consiste en une bobine de fil métallique. Ici ensuite, la chaleur est générée par effet Joule lorsque le court traverse l'alimentation.

Principe : les bornes sont montées à chaud sur une source d'énergie après le nettoyage des surfaces et la position des pièces pour entreprendre le processus de fusion.



Figure VI.8 : Electrosoudage

❖ **Soudage bout à bout :**

Les fourrures sont un sous-type d'assemblage des polyèdres thermoplastiques qui permet la fusion à deux extrémités du tube; cette méthode d'assemblage nécessite un miroir (plaque chauffante)

Principe : une fois les extrémités du tube à fusion contactées de surface sur le miroir chauffant, les parties sont enveloppées. Un joint, dont la matière est déjà fondue, est montré après que les tubes et poutres soient comprimés dans la lignée du joint chaud.



Figure VI.9 : Soudage bout à bout

VI.3. Les accessoires et pièces spéciales

VI.3.1. Les accessoires du réseau

Tout au long d'une canalisation, différents accessoires sont installés afin de :

- Garantir un bon écoulement du fluide,
- Isoler certaines sections des canalisations,
- Modifier la direction des conduites,
- Soutirer des débits à des points précis,
- Réguler la pression dans le réseau,
- Mesurer les débits circulants,
- Vider une conduite lorsque nécessaire,
- Permettre l'entrée d'air dans la canalisation,
- Assurer le raccordement entre conduites et permettre un changement de diamètre.

VI.3.1.1. Les robinet-vannes

Les robinets-vannes se mettent au points de jonction du réseau et sur les longues tiges qui le composent afin d'isoler toutes les parties de l'installation pour une maintenance envisageable sans en altérer l'ensemble.

On trouve plusieurs types de vannes, répondant respectivement à leur utilisation particulière.

Il y a plusieurs types de vannes qui varient suivant les utilisés. Ces types sont:

❖ Robinet-vanne à opercule

Ce type de robinet est conçu pour des fonctions de sectionnement, c'est-à-dire pour être ouvert ou fermé complètement. Bien qu'efficaces, ces vannes sont généralement plus encombrantes que les vannes papillon.



Figure VI.10 : Robinet-vanne à opercule

❖ Vanne papillon

Les vannes papillon sont des dispositifs compacts, utilisés principalement à la sortie des réservoirs d'eau. Elles permettent à la fois le réglage du débit et le sectionnement. Leur faible encombrement en fait un choix privilégié pour les installations nécessitant une grande maniabilité et une réponse rapide.



Figure VI.11 : Vanne papillon

VI.3.1.2. Clapet anti-retour

Ce dispositif fonctionne en effet de façon à permettre l'écoulement d'eau dans un seul sens. Il se déclenche en fonction du sens du courant et se referme dès que retour en sens inverse, manière d'empêcher toute circulation rétrograde.

Le clapet anti retours est généralement positionné sur les paires de conduites des pompes de refoulement, ou encore les installations avec compteurs d'eau dont la fonctionnalité permet de protéger l'installation et fonction de réseau.

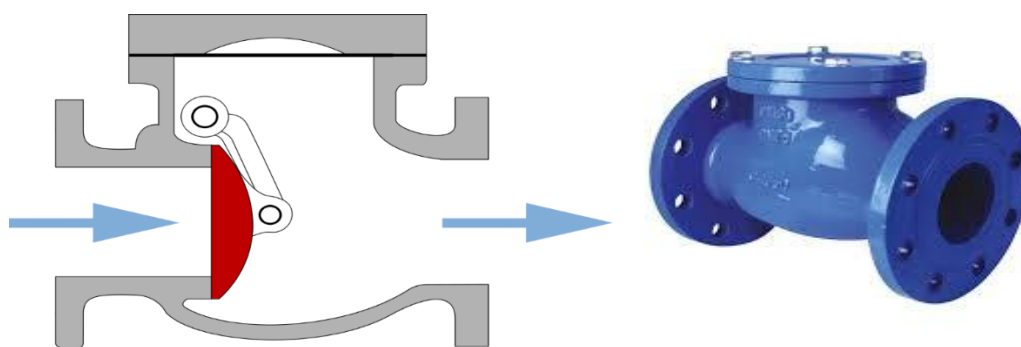


Figure VI.12 : Clapet anti-retour

VI.3.1.3. Régulateur de pression

Composant de vannage automatique, impliquant que lorsqu'une perte de charge variable est introduite, le régulateur maintient une pression résiduelle dans le régime. La perte de charge aval pèse sur un piston ou sur une membrane qui se soude contre l'élastique, le tout pour libérer automatiquement l'ouverture du clapet à force de la configuration.

Les régulateurs de pression aval sont utilisés dans la plupart des cas en tant que régulateurs, pour limiter la pression dans un réseau lorsque les canalisations ont une importante pente (c'est le cas de notre exemple). Étant techniquement similaire, les régulateurs de pression amont diffèrent de l'idée générale de fonctionnement.

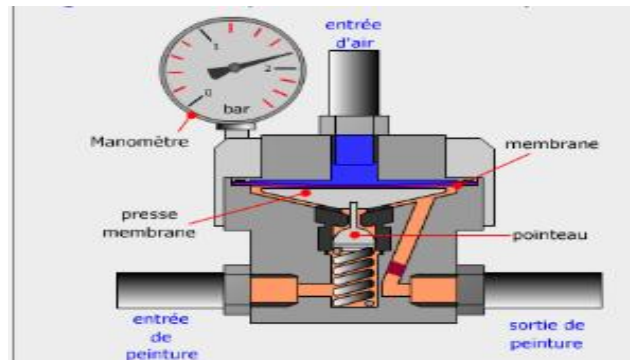


Figure VI.13 : Régulateur de pression

VI.3.1.4. Ventouses

L'évacuation de l'air dans les canalisations est assurée par des ventouses, qui peuvent être de deux types :

- **Ventouse manuelle** : un robinet ordinaire que l'on déclenche périodiquement pour faire sortir l'air.
- **Ventouse automatique** : permet l'évacuation des poches d'air soit en mode d'utilisation, et dès l'essai eau de la canalisation. Il permet, en sens inverse, l'entrée d'air en vidange pour éviter de forer des cavités pouvant rué la conduite.



Figure VI.14 : Ventouse

VI.3.1.5. Vannes de décharge

La vanne de décharge est un robinet installé au point bas de la canalisation, généralement en amont de la vanne de sectionnement. Elle permet la vidange de la conduite, soit pour évacuer les dépôts accumulés, soit lors d'une intervention ou d'une réparation sur le réseau.

VI.3.1.6. Mesure de débit et de pression

❖ Mesure de débit :

La mesure du débit s'effectue à l'aide de débitmètres, qui peuvent être de différents types selon le principe de fonctionnement :

- Débitmètres à organes déprimogènes : ces dispositifs créent une perte de charge mesurable, liée au passage du fluide à travers un étranglement. On distingue notamment :

-Le diaphragme

-Le tube de Venturi

-La tuyère

- Débitmètre à ultrasons : un émetteur ultrasonique envoie des ondes sonores à travers le fluide. En mesurant le temps de parcours du signal sur une distance donnée (L), il est possible de déterminer la vitesse du fluide, et donc le débit.

❖ Mesure de la pression

La pression est mesurée à l'aide de manomètres, qui traduisent la force exercée par le fluide sur un élément sensible.

VI.3.2. Les pièces spéciales de raccordements

Les organes de raccordement sont indispensables pour assurer la flexibilité et la continuité du réseau. Ils permettent notamment :

- La déviation d'un débit d'eau,
- L'introduction ou le soutirage d'un débit dans la conduite,
- Le changement de diamètre de la canalisation,
- Le montage et le démontage des accessoires ou équipements,
- Le changement de direction du tracé de la conduite.

VI.3.2.1. Les coudes

Les coudes sont des accessoires utilisés lorsqu'il est nécessaire de modifier la direction d'une conduite. Pour résister aux efforts engendrés par le changement de trajectoire, ils sont généralement maintenus en place par des massifs de butée, soigneusement dimensionnés pour absorber les poussées exercées.



Figure VI.15 : coude à brides

VI.3.2.2. Les cônes

Les cônes sont des accessoires permettant de raccorder deux conduites de diamètres différents.

Ils sont généralement utilisés à des points spécifiques du réseau, notamment à l'emplacement des robinets-vannes, ainsi qu'à l'entrée et à la sortie des pompes, afin d'assurer une transition progressive entre les sections.



Figure VI.16 : cône à brides

VI.3.2.3. Les croix de jonction

Les croix de jonction sont utilisées au niveau des nœuds du réseau, lorsqu'il s'agit de raccorder des conduites disposées perpendiculairement.



Figure VI.17 : Croix de jonction à brides

VI.3.2.4. Les tés

Les tés sont des accessoires utilisés pour prélever ou ajouter un débit supplémentaire dans une canalisation. Ils permettent ainsi de créer une dérivation sur le réseau principal.



Figure VI.18 : Tés à brides

VI.3.2.5. Les manchons

Les manchons sont des pièces utilisées pour raccorder les appareils et accessoires entre eux dans le réseau.



Figure VI.19 : Manchons et adaptateurs en fonte

VI.4. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons présenté les techniques de pose ainsi que les ouvrages nécessaires à l'installation des conduites. Nous avons également abordé les accessoires de raccordement, qui jouent un rôle essentiel dans la connexion des conduites. Ces éléments doivent être soigneusement sélectionnés afin de garantir le bon fonctionnement et la fiabilité du réseau.

Chapitre VII

Organisation de chantier

VII.1. Introduction

Afin d'assurer la bonne exécution de notre projet dans des conditions optimales, une organisation du chantier doit être mise en place. Ce chapitre est consacré à l'étude du devis quantitatif et estimatif, qui nous permettra d'estimer le coût global de réalisation du projet. Nous aborderons également la durée prévisionnelle du projet, ainsi que les mesures de protection et de sécurité à mettre en œuvre pour garantir des conditions de travail sûres.

VII.2. Définition de l'organisation de chantier

L'organisation d'un chantier consiste à anticiper l'ensemble des ressources nécessaires, qu'elles soient humaines, matérielles ou en matériaux. Elle impose un rythme de travail adapté afin d'optimiser l'utilisation de ces moyens, dans le but de garantir rapidité d'exécution, qualité des ouvrages et maîtrise des coûts.

Cependant, l'estimation précise des coûts et des ressources à mobiliser demeure complexe, car elle repose sur des hypothèses qui ne seront validées qu'au fur et à mesure de l'avancement du projet. Cette incertitude oblige l'entreprise à réévaluer régulièrement ses prévisions tout au long de l'exécution du chantier.

VII.3. Différents travaux concernant la mise en place des conduites

Le chantier hydraulique comprend plusieurs étapes nécessaires à la mise en place des conduites, tout en respectant les délais d'exécution propres à chaque opération.

VII.3.1. Implantation du tracé

L'axe de la tranchée est matérialisé sur le terrain à l'aide de jalons alignés en ligne droite. La direction et les extrémités de cet axe doivent être précisément définies.

VII.3.2. Décapage de la couche végétale

Avant de procéder à l'excavation des tranchées, il est nécessaire d'effectuer un décapage de la couche végétale sur une faible profondeur. Cette opération est réalisée à l'aide d'un bulldozer ou d'un angledozer.

VII.3.3. Réalisation des tranchées

Cette phase correspond aux travaux de déblais, réalisés à l'aide d'une pelle hydraulique. Les terres extraites sont stockées d'un côté de la tranchée, tandis que l'autre côté est réservé au stockage temporaire des conduites.

La profondeur de la tranchée doit être supérieure à sa largeur et se situe généralement entre 80 cm et 120 cm.

VII.3.3.1. La largeur de la tranchée

La largeur de tranchée est calculée par la relation suivante :

$$B = D + (2 \times 0.30) \text{ (m)} \dots\dots\dots \text{(VII-2)}$$

Avec :

B : largeur de la tranchée (m).

D : diamètre de la conduite (m).

VII.3.3.2. La profondeur de la tranchée

La profondeur de tranchée est calculée par la relation suivante :

$$H = D + h + e \text{ (m)} \dots\dots\dots \text{(VII-3)}$$

Avec :

H : la profondeur de la tranchée (m) ;

D : diamètre de la conduite (m) ;

e : profondeur du lit de pose (m) ; (on prend e=0,15 m)

h : hauteur du remblai au-dessus de la conduite (m). (On prend H=1m)

VII.3.4. Mise en place du lit de sable

Un lit de sable ou de matériau fin est disposé au fond de la tranchée afin d'assurer un bon drainage. Ce lit doit présenter une épaisseur de 10 à 20 cm.

VII.3.5. Pose des conduites

Avant leur mise en place, les conduites sont soigneusement triées afin d'écarter celles présentant des défauts ou ayant subi des chocs. Pendant la pose, l'alignement est vérifié régulièrement pour garantir une installation conforme.

VII.3.6. Remblayage des tranchées

Cette étape consiste à recouvrir les conduites en utilisant les déblais issus de l'excavation. Le remblai est compacté à l'aide d'un engin, tel qu'un chargeur, pour assurer sa stabilité.

VII.3.7. Nivellement et compactage

Le nivellement permet de répartir uniformément les terres en excès, formant des monticules. Ensuite, le compactage est effectué afin d'augmenter la densité du sol et prévenir tout affaissement ultérieur.

VII.4. Calcul du volume des travaux

VII.4.1. Pose des conduites (réseau + adduction)

VII.4.1.1. Volume du décapage de la couche végétale

Le volume de décapage est calculé par la formule suivante :

$$V_{\text{dec}} = (B + 2 \times 2) \times e_{\text{dec}} \times L \dots\dots\dots (\text{VII-1})$$

Avec ;

V_{dec} : volume de la couche végétale (m^3).

B : largeur de la couche végétale (m).

e_{dec} : épaisseur de décapage (On prend $e=0,1\text{m}$).

L : longueur de la couche végétale (m).

VII.4.1.2. Le volume du déblai des tranchées

Le volume de déblai de tranchée est calculé par la relation suivante :

$$V_d = B \times H \times L \text{ (m)} \dots\dots\dots (\text{VII-4})$$

Avec :

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

L : la longueur de la tranchée (m) ;

VII.4.1.3. Volume occupé par le lit de sable

Le volume de lit de sable est calculé par la formule suivante :

$$V_{\text{ls}} = e \times L \times B \dots\dots\dots (\text{VII-5})$$

Avec :

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

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

L : longueur totale de la tranchée (m).

B : largeur de la tranchée (m).

VII.4.1.4. Volume occupé par la conduite

Le volume occupé par la conduite est calculé par la formule suivante :

$$V_{\text{cond}} = \left(\pi \times \frac{D_{\text{ext}}^2}{4} \right) \times L \dots\dots\dots (\text{VII-6})$$

Avec :

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

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

L : longueur totale de la tranchée (m).

VII.4.1.5. Volume du remblai de protection

Le volume du remblai est calculé par la formule suivante :

$$V_{\text{remblai}} = V_d - (V_{\text{cond}} + V_{\text{ls}}) \dots\dots\dots \text{(VII-7)}$$

Avec :

V_{remblai} : Volume du remblai de protection (m³).

V_d : Volume du déblai des tranchées (m³).

V_{cond} : volume de la conduite (m³).

V_{ls} : volume du lit de sable (m³).

Le tableau ci-dessous montre les volumes obtenus :

Tableau VII-1: Calcul des différents volumes de pose des conduites.

D (mm)	L (m)	B (m)	H (m)	V _{déc} (m ³)	V _d (m ³)	V _{ls} (m ³)	V _{cond} (m ³)	V _{remblai} (m ³)
63	2800.68	0.663	1.213	1305.957	2252.360	371.370	8.726	1872.264
75	2788.36	0.675	1.225	1303.558	2305.625	376.429	12.312	1916.884
90	1364.45	0.69	1.24	639.927	1167.423	188.294	8.676	970.453
110	499.47	0.71	1.26	235.250	446.826	70.925	4.744	371.157
125	977.6	0.725	1.275	461.916	903.669	141.752	11.991	749.926
140	277	0.74	1.29	131.298	264.424	40.996	4.262	219.166
160	2302.6	0.76	1.31	1096.038	2292.469	349.995	46.273	1896.200
200	699.2	0.8	1.35	335.616	755.136	111.872	21.955	621.309
225	78.67	0.825	1.375	37.958	89.241	12.981	3.126	73.134
280	92.2	0.88	1.43	44.994	116.024	16.227	5.674	94.123
Somme				5592.512	10593.198	1680.841	5592.512	8784.618

VII.4.2. Calcul du réservoir

Les caractéristiques du réservoir cylindrique hors sol projeté sont indiquées dans le tableau ci-après :

Tableau VII-2: caractéristiques proposées pour le réservoir projeté.

Capacité V (m ³)	Diamètre intérieur D (m)	Epaisseur du radier a (m)	Epaisseur des parois b (m)	Flèche de la coupole f (m)	Hauteur du réservoir H (m)
1000	17.9	0.4	0.3	1.5	4

VII.4.2.1. Le diamètre extérieur

Le diamètre extérieur est calculé par la relation suivante :

$$D_{\text{ext}} = D_{\text{int}} + 2b \dots\dots\dots \text{(VII-8)}$$

Avec :

D_{int} : diamètre intérieur (m).

b : épaisseur de la paroi (m).

Tel que : $D_{\text{ext}} = 17.9 + 2 \times 0.3 = 18.5$ m

$S_{réservoir}$: surface de réservoir (m^2) tell que :

$$S_{réservoir} = \pi \times \frac{D_{ext}^2}{4}$$

VII.4.2.2. Le volume de décapage

Le volume de décapage est calculé par la formule suivante :

$$V_{décapage} = (D_{ext} + 2 \times 2)^2 \times e_{décapage} \dots\dots\dots (VII-8)$$

Avec :

$V_{décapage}$: le volume de décapage (m^3)

$e_{décapage}$: épaisseur de décapage ($e=0.1m$)

D_{ext} : diamètre extérieur (m).

VII.4.2.3. Le volume de déblai

Le volume de déblai est calculé par la formule suivante :

$$V_{déblai} = [(\pi \times (D_{ext} + 2 \times 0.3)^2 / 4)] \times h \dots\dots\dots (VII-9)$$

Avec :

$V_{déblai}$: le volume de déblai (m^3)

D_{ext} : diamètre extérieur (m).

h : hauteur de terrassement ($h=0.5m$).

VII.4.2.4. Le volume de béton de propreté

Le volume de béton de propreté est calculé par la relation suivante :

$$V_{bp} = [(\pi \times (D_{ext} + 2 \times 0.1)^2 / 4)] \times e_{bp} \dots\dots\dots (VII-10)$$

Avec :

V_{bp} : Le volume de béton de propreté (m^3).

D_{ext} : diamètre extérieur (m).

e_{bp} : L'épaisseur de béton de propreté. ($e_{bp} = 0.1 m$)

VII.4.2.5. Volume de béton armé du radier

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

$$V_{br} = S_{réservoir} \times a \dots\dots\dots (VII-11)$$

Avec :

V_{br} : Le volume de béton armé du radier (m^3).

$S_{réservoir}$: surface de réservoir (m^2).

a : L'épaisseur de radier.

VII.4.2.6. Volume de béton armé des parois

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

$$V_{bparois} = V_{ext} - V_{int} \dots\dots\dots (VII-12)$$

Avec :

V_{bparois} : Le volume de béton armé des parois (m^3)

V_{ext} : Le volume extérieur : $V_{\text{ext}} = [(\pi \times D_{\text{ext}}^2) / 4] * H$

V_{int} : Le volume intérieur : $V_{\text{int}} = [(\pi \times D_{\text{int}}^2) / 4] * H$

H : La hauteur des parois (H=5m).

VII.4.2.7. Volume de béton armé de coupole

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

$$V_{\text{coupole}} = S_{\text{coupole}} \times e_{\text{coupole}} \dots\dots\dots \text{(VII-13)}$$

Avec :

V_{coupole} : Le volume de béton armé du radier (m^3).

S_{coupole} : surface de réservoir (m^2).

e_{coupole} : L'épaisseur de coupole ($e_{\text{coupole}} = 0.2\text{m}$).

Tels que :

$$S_{\text{coupole}} = 2 \pi \times R_{\text{moy}} \times f \dots\dots\dots \text{(VII-14)}$$

Avec :

$$R_{\text{moy}} = (f^2 + R_{\text{int}}^2) / (2f)$$

R_{moy} : Rayon moyen (m).

R_{int} : Rayon intérieur (m).

f : La flèche de coupole (m).

❖ La surface de protection de la coupole:

La surface de pax aluminium de protection de coupole est la même surface la coupole

Le tableau ci-dessous regroupe tous les calculs effectués pour le réservoir:

Tableau VII-3: Estimation des différents volumes du réservoir projeté.

$V_{\text{découpage}}$ (m^3)	$V_{\text{déblai}}$ (m^3)	V_{pb} (m^3)	V_{br} (m^3)	V_{bparois} (m^3)	V_{ocoupole} (m^3)	La surface de pax aluminium (m^2)
50.625	1146.08	27.46	107.52	85.765	202.733	1013.666

VII.5. Devis estimatif et quantitatives

L'analyse du devis estimatif permet d'évaluer le coût de réalisation du projet

Tableau VII-4: Devis estimatif et quantitatives.

Devis estimatif et quantitatives				
Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant totale (DA)
Terrassement				
Décapage de la couche végétale	m ³	5592.512	250	1 398 128.07
Déblai		10593.198	300	3 177 959.41
Mise en place du lit de sable		1680.841	1800	3 025 513.00
Remblaiement De la tranche		8784.618	300	2 635 385.28
Cout de canalisation				
∅ 63 PN10	ml	2800.68	618.46	1 732 108.55
∅ 75 PN10		2788.36	851.27	2 373 647.22
∅ 90 PN10		1364.45	1212.85	1 654 873.18
∅ 110 PN10		499.47	1775.25	886 684.11
∅ 125 PN10		977.6	2327.75	2 275 608.4
∅ 140 PN10		277	2831.13	784 223.01
∅ 160 PN10		964.6	3628.45	3 500 002.87
∅ 200 PN10		241.2	5607.91	1 352 627.89
∅ 225 PN10		78.67	7030.23	553 068.19
∅ 280 PN10		92.2	10656.74	982 551.42
∅ 160 PN16		458	5141.53	2 354 820.74
∅ 200 PN10		1338	7955.84	10 644 913.90
Grillage avertisseur		11880.23	100	1 188 023.00
Les accessoires		unité		
Ouvrage de stockage				
Décapage de la couche végétale	m ³	50.625	250	12 656.25
Déblai		1146.08	300	343 824.00
Béton de propreté		27.46	13000	356 980.00
Béton armé		310.25	55000	17 063 750.00
Pax aluminium	m ²	1013.666	6000	6 081 996.00
Station de pompage				
Pompes	unité	6	500000	3 000 000.00
Les accessoires	unité			600 000.00
Somme				70 879 344.54
TVA 19%				13 467 075.46
Totale				84 346 420.01

❖ La somme totale en chiffre :

Quatre-vingt-quatre millions trois cent quarante-six mille quatre cent vingt Dinars Algérien et un centime.

VII.6. Planification des travaux

Avant de commencer les travaux sur le chantier, une phase de planification s'impose. Elle repose sur une étude théorique visant à déterminer la meilleure manière d'utiliser la main-d'œuvre ainsi que les autres ressources disponibles. L'objectif de cette planification est de garantir que l'ensemble des travaux soit réalisé dans le bon ordre, dans les délais les plus courts possible, et de manière économiquement optimale.

VII.6.1. Les différentes tâches de réalisation

Les tâches relatives à la réalisation du réseau d'alimentation en eau potable, ainsi que leurs durées d'exécution, sont présentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau VII-5: les opérations avec leurs durées à exécuter du réseau (distribution + adduction).

Notation	Opération	Durée (j)
A	Exécution des tranchées du réseau	85
B	Pose du lit de sable	30
C	Bardage des conduites	6
D	Pose des conduites	40
E	Montage et raccordement des conduites	35
F	Essais d'étanchéités	3
G	Remblayage des tranchées	20
H	Nivellement et compactage	10

VII.6.2. Planification par la méthode du réseau à nœud

La méthode du chemin critique, également appelée méthode PERT (Program Evaluation and Review Technique), est une méthode de planification dans laquelle les nœuds et les flèches représentent des tâches. Ces éléments sont traversés par un flux, symbolisant le temps. Chaque sommet — qu'il s'agisse d'un nœud ou d'une flèche — correspond à une étape ou à une opération du projet.

- **Détermination du chemin critique**

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants :

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

TR : temps de réalisation.

DCP : date de commencement au plus tôt.

DCPP : date de commencement au plus tard.

DFP : date de finition au plus tôt

DFPP : date de finition au plus tard.

MT : marge totale.

$$DFP = DCP + TR \dots\dots\dots (VII-15)$$

$$DCPP = DFPP - TR\dots\dots\dots (VII-16)$$

- **Chemin critique :** Il s'agit du chemin qui détermine la durée totale du projet (DTP), en reliant les opérations dont la marge totale est nulle (MT = 0). Ainsi, la somme des temps de réalisation (TR) correspond à la DTP.

Le tableau suivant illustre les liens de précédenance et de succession entre les différentes opérations nécessaires à la réalisation du projet.

Tableau VII-6: les opérations qui précèdent et qui succèdent chaque opération.

Opérations	Précède	Succède
A	B	/
B	C , D	A
C	E	B
D	E	B
E	F	C , D
F	G	E
G	H	F
H	/	G

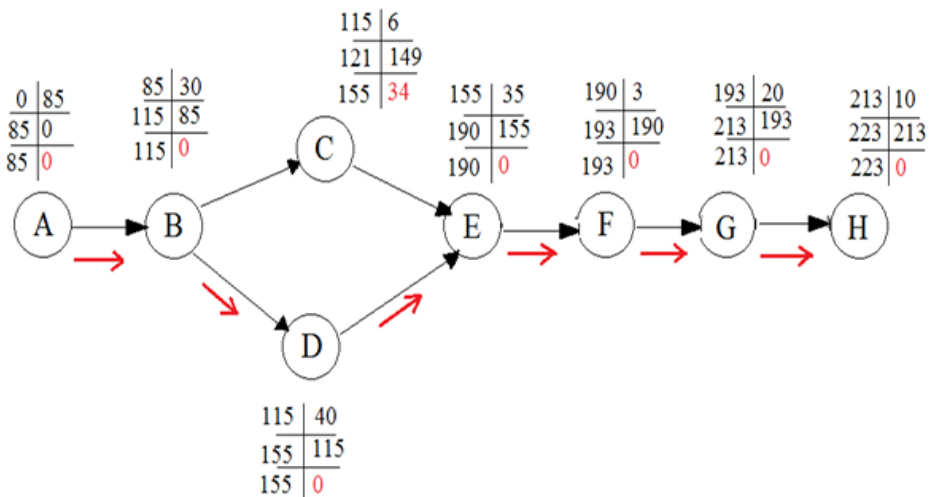


Figure VII.1 : calcul du temps de réalisation par le réseau à nœuds.

Chemin critique : A-B-D-E-F-G-H

La durée totale pour la réalisation du projet est DTR = 223 jours

VII.6.2. Planification selon la méthode du Ganti :

Tableau VII-7: Planification selon la méthode du Ganti.

Opérations	TR (jours)	DP		DPP		MT
		DCP	DFP	DCPP	DFPP	
A	85	0	85	0	85	0
B	30	85	115	85	115	0
C	6	115	121	149	155	34
D	40	115	155	115	155	0
E	35	155	190	155	190	0
F	3	190	193	190	193	0
G	20	193	213	193	213	0
H	10	213	223	213	223	0

D'après l'utilisation la méthode de GANTI on trouve les mêmes résultats avec la méthode du réseau à nœud

VII.7. Engins utilisés

L'utilisation stratégique d'engins mécaniques a permis de réduire de manière significative les coûts et les délais d'exécution des travaux. Les principaux engins employés sur le chantier sont :

VII.7.1. Pelle hydraulique

La pelle hydraulique est un engin de terrassement polyvalent, adapté à tous types de terrains. Elle peut être équipée de différents accessoires selon les besoins. Dans le cas d'une pelle rétro, le godet est fixé à un bras articulé, actionné par des vérins hydrauliques. La flèche et le bras sont reliés par des articulations simples, ce qui permet une grande flexibilité dans les mouvements, notamment pour les travaux de fouille.

VII.7.2. Bulldozer

Le bulldozer est une machine de nivellement montée sur un tracteur à chenilles ou à pneus. Il est largement utilisé dans le monde entier pour les travaux de terrassement. L'une de ses principales fonctions est le décapage de la terre végétale — la couche supérieure du sol contenant des matières organiques. Il est équipé d'une lame profilée fixée à deux bras articulés, que l'on peut lever ou abaisser à l'aide d'un système hydraulique.

VII.7.3. Chargeur

Le chargeur est un engin monté sur pneus, muni d'un godet frontal servant au chargement et au déchargement de matériaux. Il est particulièrement utile pour le remblayage des fouilles, des casiers et des tranchées après la pose des conduites.

VII.7.4. Compacteur (vibrateur de sol)

Le compacteur est un engin de petite taille utilisé pour le compactage des remblais dans les espaces restreints, tels que les fouilles de semelles, les casiers situés entre les ceintures inférieures d'un bâtiment, ou encore les tranchées. Le compactage du sol vise à augmenter sa densité apparente par l'application d'une force, améliorant ainsi sa portance et sa stabilité.

VII.8. Protection et sécurité du travail

Les accidents du travail et les incidents ont un impact significatif sur les plans financier, productif et humain. Chaque accident entraîne des souffrances pour la victime, et dans de nombreux cas, plonge sa famille dans l'angoisse en particulier lorsqu'il s'agit d'accidents mortels ou causant une incapacité permanente.

Pour prévenir ces situations, divers dispositifs, consignes et règlements de sécurité sont mis en place. Toutefois, ces mesures préventives, même appliquées rigoureusement, ne sont pas suffisantes à elles seules. Il est essentiel d'instaurer une véritable culture de la sécurité au sein du personnel, afin de leur permettre d'anticiper les risques et d'agir de manière efficace et responsable.

VII.8.1. Causes des accidents de travail dans un chantier hydraulique

Les accidents de travail sur un chantier hydraulique résultent généralement de conditions et d'actions dangereuses. Ils peuvent être attribués à deux grandes catégories de facteurs :

VII.8.1.1. Facteurs humains

- Manque de vigilance, de contrôle ou négligence.
- Fatigue des ouvriers, des agents de maîtrise ou des responsables.
- Encombrement des zones de travail durant les différentes phases d'exécution.
- Erreurs de jugement ou de raisonnement.
- Adoption d'un rythme de travail inadapté aux conditions du chantier.

VII.8.1.2. Facteurs matériels

- Utilisation d'outils, d'engins ou de machines inappropriés ou défectueux.
- Nature des matériaux utilisés pouvant présenter des risques spécifiques.
- Difficultés liées à l'exécution technique des travaux.
- Présence d'installations mécaniques ou électriques potentiellement dangereuses.

Chaque phase de réalisation d'un projet d'alimentation en eau potable comporte des risques potentiels d'accidents, que ce soit :

- Lors des travaux de terrassement,
- Durant les opérations de bétonnage,
- Pendant l'installation des équipements électriques ou sous pression,
- Au cours des interventions de maintenance après la fin du projet (pompes, réseaux, installations, etc.).

VII.8.2. Liste des conditions dangereuses

- Installations non protégées ou mal sécurisées
- Équipements, machines et engins en mauvais état
- Absence de protection individuelle (EPI)
- Défauts de conception ou de réalisation des ouvrages
- Utilisation de matériaux défectueux
- Stockage désorganisé ou inapproprié

VII.8.3. Liste des actions dangereuses

- Intervenir sans précaution sur des machines en fonctionnement
- Manipuler des installations sous pression ou sous tension sans protection
- Agir sans autorisation ou sans avertir les personnes concernées
- Désactiver ou contourner les dispositifs de sécurité
- Ne pas porter les équipements de protection individuelle
- Utiliser incorrectement les outils, engins ou machines

VII.8.4. Mesures préventives pour éviter les causes des accidents

VII.8.4.1. Protection individuelle

La protection individuelle est généralement moins fiable que la protection collective et ne devrait être mise en œuvre que lorsque cette dernière est impossible. Toutefois, elle reste souvent indispensable. Dans la pratique, elle n'est pas toujours utilisée par les salariés ni systématiquement fournie par l'employeur.

Les principaux équipements de protection individuelle (EPI) incluent :

- Combinaisons étanches ou adaptées à des risques spécifiques, comme les casques de protection contre la chute d'objets.
- Protection des mains : gants, crèmes protectrices et produits de nettoyage non nocifs.
- Chaussures de sécurité : semelles épaisses, antidérapantes, avec coquille métallique pour la protection des orteils.
- Lunettes de sécurité : protection contre les rayons UV, la chaleur ou les projections de particules.
- Protection auditive : casques anti-bruit ou bouchons d'oreilles.
- Masques et cagoules : contre les poussières ou les gaz.

VII.8.4.1. Protection collective

Un équipement de protection est un dispositif, un mécanisme, un appareil ou une installation conçu pour protéger efficacement les travailleurs contre un ou plusieurs risques professionnels. Grâce à son agencement et aux matériaux utilisés, il permet de limiter les conséquences de ces risques.

Cet équipement peut être intégré aux moyens de production ou ajouté aux postes de travail. Lorsqu'il assure la sécurité non seulement du salarié directement concerné, mais aussi de toutes les personnes présentes à proximité, on parle alors de protection collective.

Les équipements de protection collective (EPC) sont à privilégier, car ils garantissent une sécurité globale et uniforme pour l'ensemble des travailleurs.

VII.9. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons présenté les différentes étapes à suivre pour la réalisation d'un réseau d'alimentation en eau potable, en insistant sur l'importance de disposer d'un personnel qualifié pour la pose des conduites.

Nous en concluons que l'organisation préalable des travaux est essentielle avant leur démarrage, car elle permet de déterminer précisément les volumes de travail, le coût total ainsi que la durée du projet avec un coût total estimé à 84 346 420.01 Dinars Algérien (DA), et une durée d'exécution évaluée à environ 7 mois et 2 semaines.

Conclusion générale

Conclusion générale

À travers cette étude, nous avons commencé par la collecte des données nécessaires, ce qui nous a permis de décrire la zone concernée — la ville de M’fatha, située dans la wilaya de Médéa — et d’estimer les besoins en eau à l’horizon 2055. À cette échéance, la population atteindra environ 15 796 habitants, générant une demande en eau à long terme estimée à 3 450,9 m³/j

Dans le cadre de l’analyse du réseau de distribution, trois variantes ont été examinées. Nous avons retenu une configuration en réseau étagé, alimenté par un réservoir surélevé et des conduites en PEHD PN 10. Le comportement hydraulique du réseau a été simulé à l’aide du logiciel EPANET, pour deux scénarios : la demande de pointe seule, et la demande de pointe couplée à un incendie.

Le dimensionnement du réservoir de stockage a été réalisé selon les besoins projetés, aboutissant à la proposition d’un réservoir de 1 000 m³. Son emplacement a été choisi de manière à garantir une alimentation gravitaire optimale.

Pour le système d’adduction, un refoulement a été prévu, avec une protection adéquate contre les coups de bélier. La conduite partant du forage de Fehis est en PEHD PN 16 de diamètre 200 mm, tandis que celle issue du forage de Rekabet F3 présente un diamètre de 160 mm, également en PEHD PN 16.

Le travail s’est achevé par l’étude des méthodes de pose des canalisations, ainsi que par l’élaboration du devis quantitatif et estimatif du projet, chiffré à 84 346 420,01 DA, soit quatre-vingt-quatre millions, trois cent quarante-six mille, quatre cent vingt dinars et un centime.

Par ailleurs, une planification des travaux a été établie, afin d’assurer une exécution optimale du projet, dont la durée est estimée à 223 jours ouvrables.

Cette étude nous a permis de mettre en application l’ensemble des connaissances acquises au cours de notre formation en Hydraulique. Nous espérons également que ce mémoire constituera une référence utile pour les futurs étudiants dans le domaine de l’alimentation en eau potable.

Bibliographie

- **Référence Bibliographique :**
- PNE Plan National de l'Eau de 2010.
- SALAH, B. (1993). « Polycopie d'alimentation en eau potable », Edition ENSH, Soumaa.
- MOUSSA, M. (2002). « Alimentation en eau potable », Edition ENIT, Tunis
- BERREKSI, A. Cours hydraulique 3, laboratoire de recherche en hydraulique appliquée et environnement, Bejaia 2015
- DUPONTA. (1974) Hydraulique urbain Tome 2 ouvrages de transport élévation et distribution des eaux. 3ème édition Paris V pp 239-241.
- LENCASTRE.A "Hydraulique générale", Edition Eyrolles, paris 1983
- MEUNIER, M. (1980) Les coup de bélier et la protection des réseaux d'eau sous pression, ENGREF, Paris, France
- GOMELA, CYRIL ; GUERREE, HENRI. (1985) : Guide de l'alimentation en eau dans les agglomérations urbaines et rurales, édition Eyrolles, Paris.

ANNEXE

Annexe 1 : Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants (GUERREE, HENRI. 1985)

Heures (h)	Nombre d'habitants				
	Moins de 10000	10001 à 50000	50001 à 100000	Plus de 100000	Agglomération de type rurale
0-1	01	1.5	03	3.35	0.75
1-2	01	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	01	1.5	2.5	3.3	01
3-4	01	1.5	2.6	3.2	01
4-5	02	2.5	3.5	3.25	03
5-6	03	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	05	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.5	6.25	5.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	06
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	07	05	4.4	4.6	8.5
13-14	07	05	4.1	4.55	06
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	05
15-16	4.5	06	4.4	4.7	05
16-17	05	06	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	05	4.5	4.4	06
19-20	5.0	4.5	4.5	4.3	06
20-21	4.5	04	4.5	4.3	06
21-22	03	03	4.8	4.2	03
22-23	02	02	4.6	3.75	02
23-24	01	1.5	3.3	3.7	01

Annexe 2 : Abaque de PEUCH et MEUNIER (MEUNIER, M. 1980)

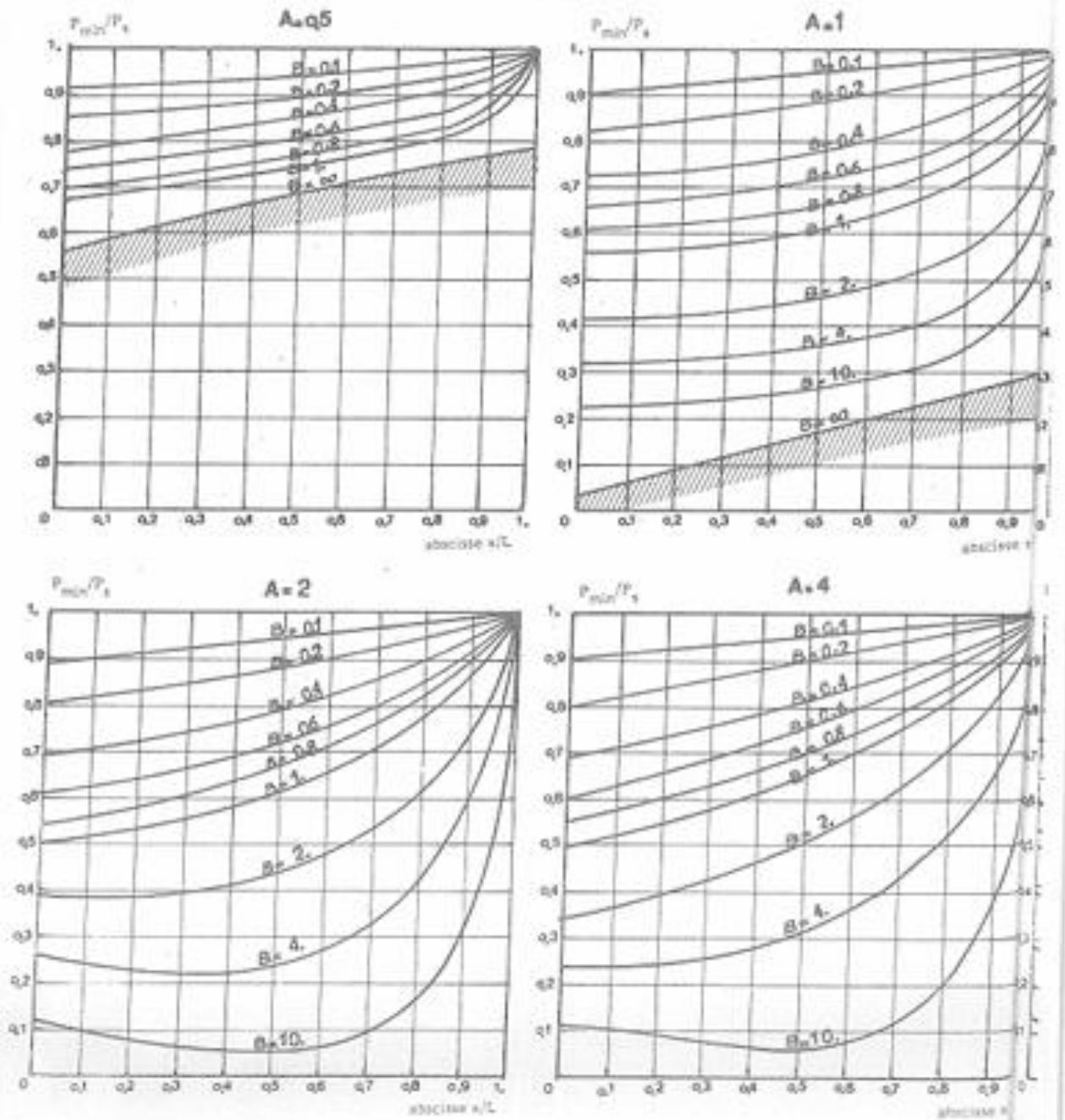
VIII.

ABAQUE N° 3

DIMENSIONNEMENT DE BALLONS ANTI-BELIER
PROTECTION CONTRE LES DEPRESSIONS

DETERMINATION DU COEFFICIENT B
(Définissant le volume d'air initial dans le ballon)

$K = 0,6$



Annexe 3 : Abaque de PEUCH et MEUNIER (MEUNIER, M. 1980)

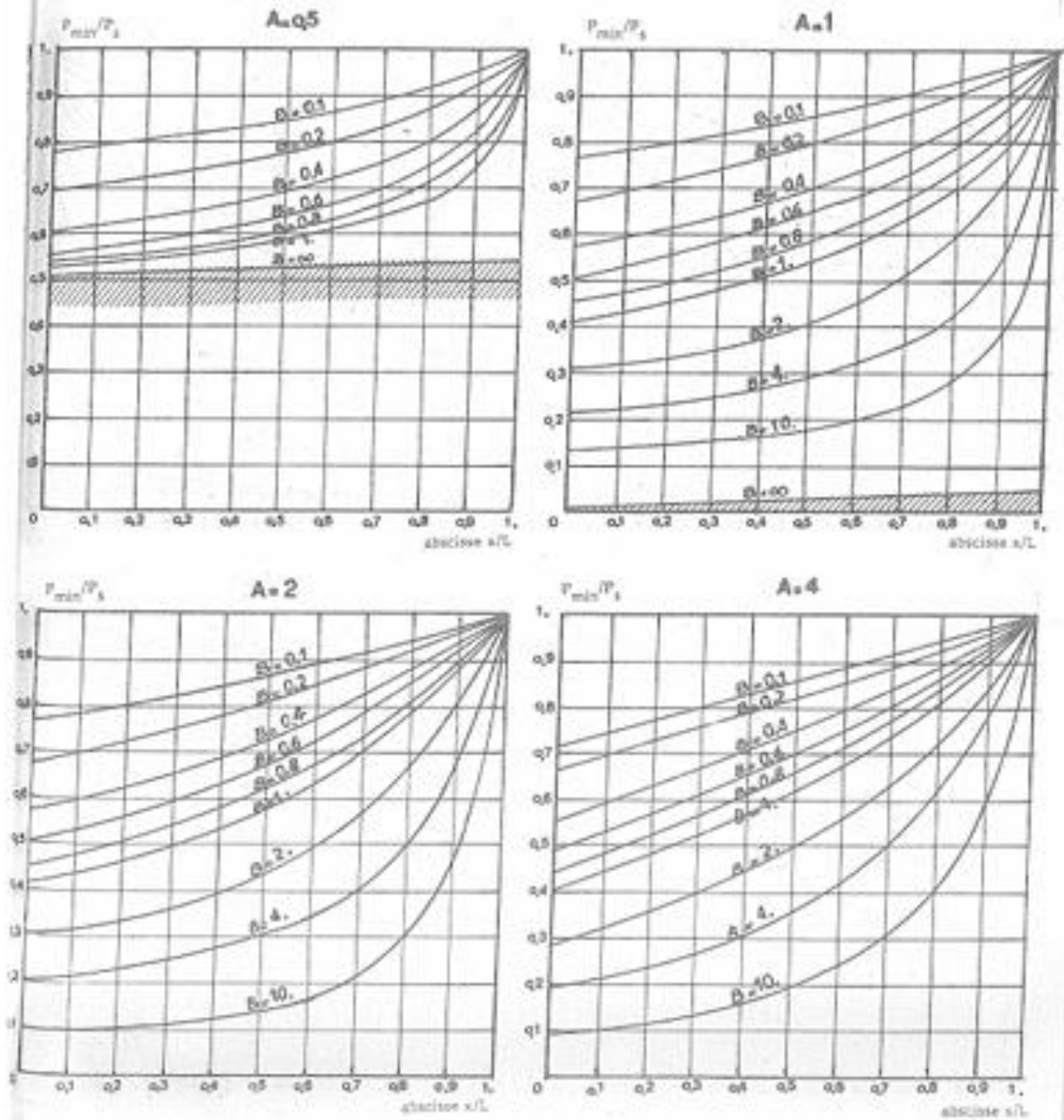
ABAQUE N° 2

V.

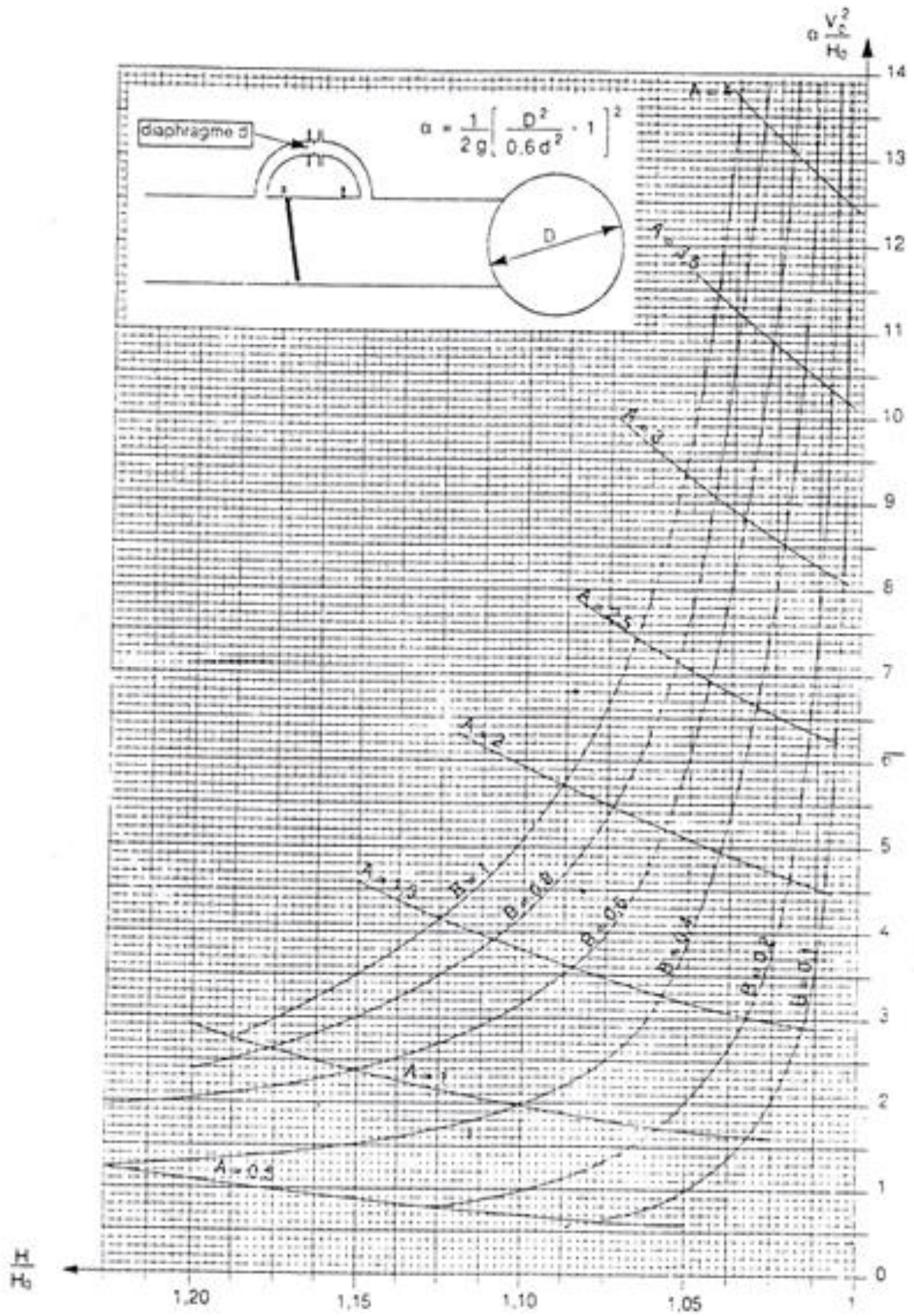
DIMENSIONNEMENT DE BALLONS ANTI-BELIER
PROTECTION CONTRE LES DEPRESSIONS

DETERMINATION DU COEFFICIENT B
(Définissant le volume d'air initial dans le ballon)

$K=0.1$



Annexe 3 : Abaque de Dubin et Guéneau donnant la surpression d'une conduite protégée par un ballon (MEUNIER, M. 1980)

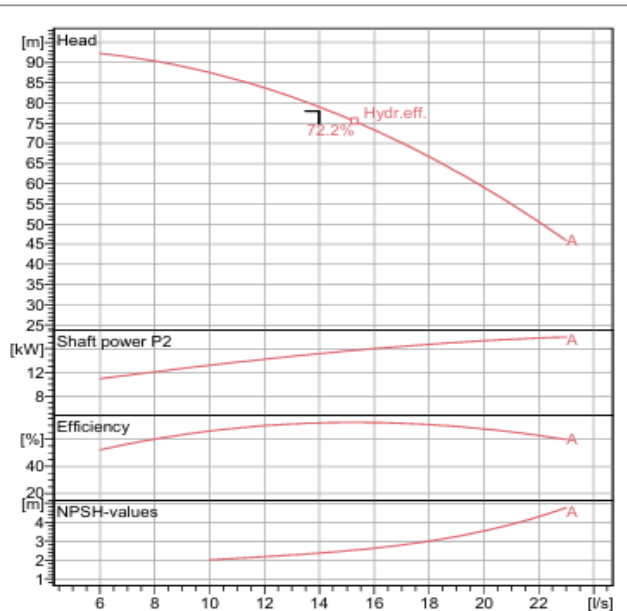


Annexe 4 : caractéristique et schéma de la pompe HMU 50-2 (catalogue de Caprari 2008)



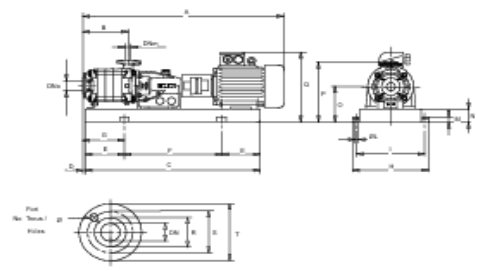
HMU50-2/ 2A	
Requested data	
Flow	14 l/s
Head	78 m
Fluid	Drinking water
Temperature	290 K
Pumpe type	Single head pump
No. of pumps	1
Operating pump data	
Flow	14.3 l/s
Head	78.2 m
Shaft power	15.3 kW
Efficiency	72%
Head H(Q=0)	92.3 m
Discharge connection	50 mm
Motor data	
Frequency	50 Hz
Rated voltage	400 V
Nominal speed	2950 1/min
Number of poles	2
Rated power P2	18.5 kW
Rated current	- A
Motor type	3~
Insulation class	F
Degree of protection	IP 55
Operating limits	
Starts per hour max.	10
Maximum temperature of pumped fluid	363 K
Maximum content of solid	40 g/m ³
Max. Density	998 kg/m ³
Max. viscosity	1 mm ² /s
General data	
Weight	287 kg

Materials	
Delivery casing	Cast iron
Suction casing	Cast iron
Pedestal	Cast iron
Impeller	Copperalloy
Intermediate bowl	Cast iron
Casing	Cast iron
Shaft	Stainless steel
Shaft bush	Stainless steel
Ball bearings	Steel
Stuffing box	Cast iron
Packing	Graphited cord



Operating data					UNI/ISO 2548/C
Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Eff. [%]	NPSH [m]	

- Dimensions mm**
- A = 1398
 - B = 226
 - C = 993
 - D = 280
 - E = 175
 - F = 643
 - G = 455
 - H = 450
 - I = 400
 - L = 20
 - M = 42
 - N = 100
 - O = 300
 - P = 500
 - Q = 550

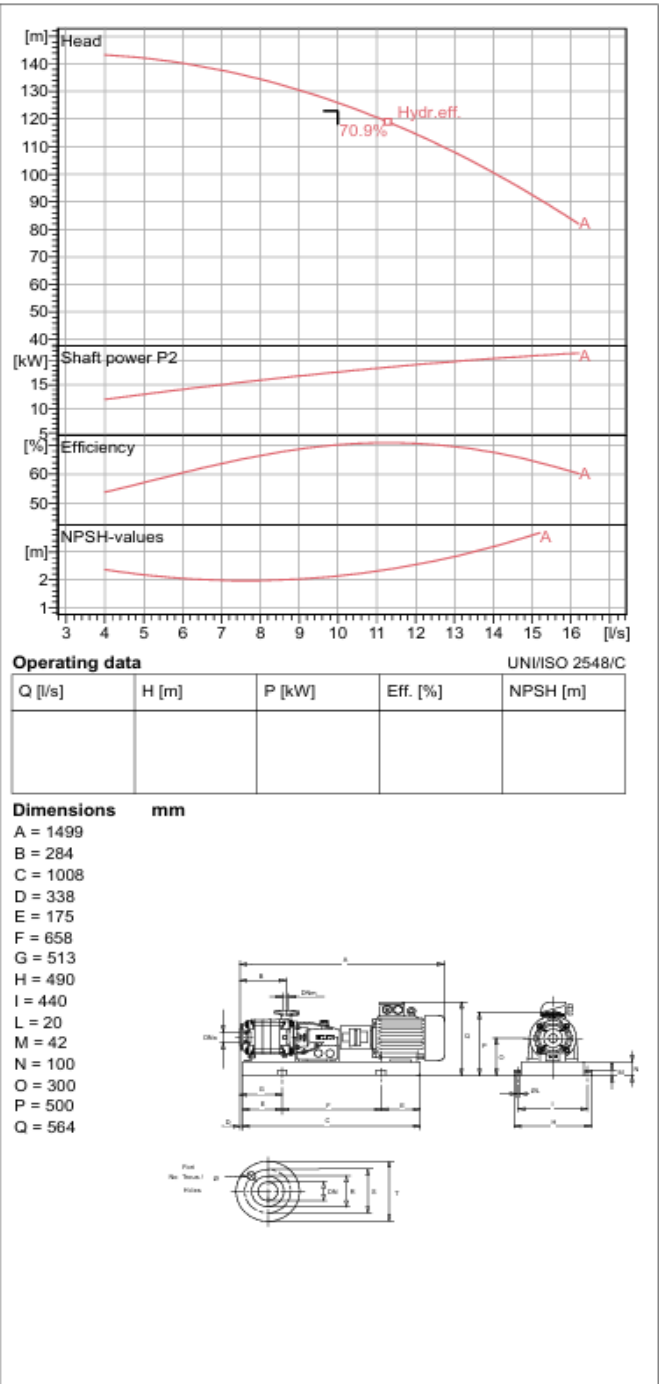


Remarks:			
Date 2025-07-10	Page 1	Offer no.	Pos.no

Annexe 5 : caractéristique et schéma de la pompe HMU 50-1 (catalogue de Caprari 2008)



HMU50-1/ 3A	
Requested data	
Flow	10 l/s
Head	123 m
Fluid	Drinking water
Temperature	290 K
Pumpe type	Single head pump
No. of pumps	1
Operating pump data	
Flow	10.4 l/s
Head	124 m
Shaft power	18 kW
Efficiency	70.5%
Head H(Q=0)	141 m
Discharge connection	50 mm
Motor data	
Frequency	50 Hz
Rated voltage	400 V
Nominal speed	2950 1/min
Number of poles	2
Rated power P2	22 kW
Rated current	- A
Motor type	3~
Insulation class	F
Degree of protection	IP 55
Operating limits	
Starts per hour max.	10
Maximum temperature of pumped fluid	363 K
Maximum content of solid	40 g/m ³
Max. Density	998 kg/m ³
Max. viscosity	1 mm ² /s
General data	
Weight	300 kg
Materials	
Delivery casing	Cast iron
Suction casing	Cast iron
Pedestal	Cast iron
Impeller	Copperalloy
Intermediate bowl	Cast iron
Casing	Cast iron
Shaft	Stainless steel
Shaft bush	Stainless steel
Ball bearings	Steel
Stuffing box	Cast iron
Packing	Graphited cord



Remarks:			
Date 2025-07-10	Page 1	Offer no.	Pos.no