الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

NATIONAL HIGHER SCHOOL FOR HYDRAULICS
"The Mujahid Abdellah ARBAOUI"

المدرسة الوطنية العليا للري
"المجاهد عبد الله عرباوي"
ⵜⴰⵙⴷⴰⵡⵜ ⵜⴰⵏⴰⵍⵓ ⵏⵜⵣⵣⵉⵣⵡ ⵏ ⵜⵣⵔⵉⵄⵜ

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option: ALIMENTATION EN EAU POTABLE

THEME :

Étude du système d'approvisionnement en eau potable de Temloul, commune de Menaceur (W. Tipaza)

Présenté par :

MESSAOUDENE Abdellatif

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
ZAIBAK Issam	M.C.B	Président
KADI Latifa	M.A.A	Examinatrice
HADJ SADOK Nabila	M.A.A	Examinatrice
ALI SEGHIR Djamel	M.C.A	Examinateur
MOKRANE Wahiba	M.C.B	Promotrice

Session Septembre 2025

REMERCIMENTS

Avant tout, je rends grâce à Allah Tout-Puissant, qui m'a accordé la force, la patience et la persévérance nécessaires pour mener à bien ce travail, et qui a guidé mes pas tout au long de mon parcours universitaire.

Je tiens à exprimer ma profonde gratitude à ma promotrice, Mme MOKRANE Wahiba, pour sa disponibilité, son accompagnement constant, ainsi que pour ses précieux conseils et orientations qui ont été d'une grande valeur pour la réalisation de ce mémoire.

J'adresse également mes sincères remerciements à Mr. HARFOUF Mostapha, Mr. TAHRAOUI Abdelhadi, Mr. BENAOUDA Zakaria et Mr. KALEM Adel pour leur soutien, leurs encouragements et l'aide qu'ils m'ont apportée, de près ou de loin, durant ce travail.

Ma reconnaissance va également à l'ensemble des enseignants et au personnel de l'École Nationale Supérieure d'Hydraulique, qui ont contribué à ma formation et enrichi mes connaissances au fil de ces années d'études.

Enfin, je remercie chaleureusement toutes les personnes qui, par leur appui, leurs conseils ou leur encouragement, ont participé directement ou indirectement à l'aboutissement de ce mémoire.

Abdellatif

DEDICACE

À mes chers parents, dont l'amour, les sacrifices et les prières m'ont toujours accompagné. Rien ne saurait exprimer toute ma gratitude pour leur soutien inébranlable, véritable pilier de ma réussite.

À mes frères et sœurs : Younes, Faouzi (Fayez), Wafa, Roumaissa et Nesrine pour leur affection sincère, leurs encouragements et leur présence rassurante, qui ont été pour moi une source constante de réconfort.

À ma famille dans son ensemble, pour l'appui, les conseils et la confiance qu'elle n'a cessé de me témoigner.

À mes amis, pour leur amitié précieuse, leur soutien dans les moments difficiles et leur partage dans les instants de bonheur.

Ce travail vous est dédié avec tout mon respect, ma reconnaissance et mon affection.

Abdellatif

ملخص

يقدم هذا البحث دراسة حول نظام تزويد قرية تملول ببلدية مناصر، ولاية تيبازة بمياه الشرب. بعد تقدير الاحتياجات المائية في أفق سنة 2055 وتشخيص الشبكة الحالية، تم تحديد عدة نقائص تستلزم مراجعة تقنية للنظام. وقد أُنجزت بعد ذلك محاكاة هيدروليكية باستعمال برنامج واتركاد. ويعتمد المخطط المقترح على جلب مختلط (جاذبي – بالضخ) انطلاقاً من خزان بسعة 3000 م³، في حين يتم توزيع المياه بالجاذبية انطلاقاً من الخزان البالغ سعته 1000 م³. وتُظهر النتائج أن هذا التصور يضمن تزويداً موثوقاً يتماشى مع حاجيات السكان الحالية والمستقبلية.

الكلمات المفتاحية : تزويد بالمياه الصالحة للشرب، تملول، محاكاة هيدروليكية، جلب مختلط، ضخ.

Résumé

Ce mémoire présente l'étude du système d'alimentation en eau potable de Temloul dans la commune de Menaceur, wilaya de Tipaza. Après l'estimation des besoins à l'horizon 2055 et le diagnostic du réseau existant, plusieurs anomalies ont été identifiées, nécessitant une révision technique du système. Une modélisation hydraulique a ensuite été réalisée à l'aide de WaterCAD. Le schéma retenu repose sur une adduction mixte (gravitaire - refoulement) alimentée depuis un réservoir de 3000 m³, tandis que la distribution est assurée par gravité à partir du réservoir de 1000 m³. Les résultats montrent que cette configuration garantit une alimentation fiable et adaptée aux besoins actuels et futurs de la population.

Mots clés : Alimentation en eau potable, Temloul, Simulation hydraulique, Adduction mixte, Pompage.

Abstract

This thesis presents the study of the drinking water supply system of Temloul in the municipality of Menaceur, Tipaza province. After estimating the water demand by the horizon 2055 and diagnosing the existing network, several anomalies were identified, requiring a technical revision of the system. A hydraulic modeling was then carried out using WaterCAD. The adopted scheme is based on a mixed adduction (gravity–pumping) supplied from a 3000 m³ reservoir, while distribution is ensured by gravity from the 1000 m³ reservoir. The results demonstrate that this configuration provides a reliable supply, adapted to both current and future needs of the population.

Keywords: Drinking water supply, Temloul, Hydraulic simulation, Mixed adduction, Pumping.

Sommaire

Introduction générale: 1

CHAPITRE I:PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

I.1.Introduction : 2

I.2.Situation géographique : 2

I.3.Situation topographique : 3

I.4.Situation géologique : 3

I.5.Situation climatologique: 3

I.5.1. Climat : 3

I.5.2.Température : 4

I.5.3. Humidité : 4

I.5.4.Le vent : 4

I.6.Pluviométrie: 4

I.7.Hydrogéologique : 5

I.8.Situation hydrographique : 5

I.9.Sismicité: 6

I.10.Situation démographique: 7

I.11.Situation hydraulique : 7

I.12.Caractéristiques physico-chimiques : 8

I.13.Conclusion : 9

CHAPITRE II: ESTIMATION DES BESOINS EN EAU

II.1.Introduction : 18

II.2. Estimation de la population future 18

II.3.Choix de la dotation : 19

II.4.Catégories des besoins: 19

II.5.Évaluation de la consommation moyenne journalière : 20

II.5.1.Besoins domestiques : 20

II.5.2.Besoins scolaires: 20

II.5.3.Besoins administratifs : 21
II.5.4.Besoins sanitaires : 21
II.5.5.Besoins socioculturels : 21
II.5.6.besoins d'élevage : 22
II.7.Evaluation de la consommation horaire: 24
II.7.1. Première méthode : 24
II.7.1.1.Débit moyen horaire : 24
II.7.1.2.Débit maximum horaire : 24
II.7.1.3.Débit minimum horaire: 25
II.7.2.Deuxième méthode : 26
II.8.Conclusion : 29

CHAPITRE III : ETUDE DE STOCKAGE

III.1.Introduction : 30
III.2.Utilité des réservoirs : 30
III.3.Classification des réservoirs : 30
III.3.1. Selon le matériau de construction : 30
III.3.2.Selon leur implantation topographique : 30
III.4.Emplacement et altitude des réservoirs : 31
III.5.Équipements des réservoirs d'alimentation 31
III.5.1.Conduite d'arrivée : 31
III.5.2.Conduite de départ : 31
III.5.3.Conduite de trop-plein : 31
III.5.4.Conduite de vidange : 31
III.5.5.Conduite de by-pass : 32
III.5.6.Réserve d'incendie : 32
III.5.6.1.Système à siphon : 32
III.5.6.2.Système à double prise : 32
III.6.Recommandations relatives aux réservoirs : 32
III.7.Calcul de la capacité du réservoir : 32

III.7.1.Principe de calcul : 33
III.7.1.1.La méthode graphique : 33
III.7.1.2.La méthode analytique : 34
III.8.Caractéristiques du réservoir : 35
III.9. Conclusion : 36

CHAPITRE IV : DIAGNOSTIC DU RESEAU EXISTANT

IV.1.Introduction : 37
IV.2.Déroulement de l'étude : 37
IV.3.Traitement et exploitation des données : 37
IV.4.Diagnostic physique du réseau de Temloul 37
IV.4.1. État physique du réseau de distribution : 37
IV.4.2. Observation suite au diagnostic physique du réseau de Temloul : 37
IV.4.3. État des bâches d'aspiration et les pompes des stations de pompage : 38
IV.5.Diagnostic hydraulique : 40
IV.5.1.Méthode utilisée : 40
IV.5.2. Pressions dans le réseau : 40
IV.5.3.Détermination de différents débits : 40
IV.5.4.Résultats de la simulation hydraulique du réseau à l'horizon actuel : 42
IV.5.3.1.Vitesses et pertes de charge : 42
IV.5.3.2.Les charges et les pressions : 44
IV.6.Conclusion : 46

CHAPITRE V:ETUDE DE L'ADDUCTION

V.1.Introduction : 47
V.2.Généralité : 47
V.2.1.Définition d'une adduction : 47
V.2.2.Type d'adduction : 47
V.3.Principe de tracé d'une adduction : 48
V.4.Profil en long : 48
V.5.Choix du type de matériaux de canalisation : 49

V.5.1.Fonte ductile : 49
V.5.2.Acier : 49
V.5.3.PRV (Polyester Renforcé de Fibres de Verre) : 49
V.5.4.PVC (Polychlorure de Vinyle) et PEHD (Polyéthylène Haute Densité)/ 49
V.6.Calcul hydraulique : 50
V.6.1.1ère partie : Adduction gravitaire 50
V.6.1.1. Calcul du diamètre avantageux D_{av} : 50
V.6.1.2.Vérification des vitesses : 52
V.6.1.3.Vérification de pression : 52
V.6.1.4.Choix du nouvel emplacement de la bâche : 53
V.6.2. 2ème partie : Adduction par refoulement (SP1- SP2) : 54
V.6.2.1. Étude technico-économique des conduites de refoulement : 54
V.6.2.2.Calcul hydraulique : 55
V.6.2.2.1.Détermination du débit forcé : 55
V.6.2.2.2.Calcul des diamètres économiques des conduites de refoulement : 55
V.6.2.2.3.Calcul des pertes de charge linéaires : 55
V.6.2.2.4.Estimation des pertes de charge singulières : 57
V.6.2.2.5.Pertes de charge totales : 57
V.6.2.2.6.Hauteur manométrique totale HMT : 57
V.6.2.2.7.Critères de choix de matériau : 57
V.6.2.2.8. Détermination du diamètre de la conduite de refoulement (diamètre économique): 58
V.6.3.3ème partie : Adduction par refoulement (SP1-SP2) : 61
V.6.3.1.Le diamètre approximatif : 61
V.6.3.2.Calcul du HMT: 61
V.6.3.3.Calcul du diamètre de la conduite de refoulement (diamètre économique): 62
V.7.Conclusion : 64

CHAPITRE VI: ETUDE DE POMPAGE

VI.1.Introduction : 65
VI.2.Sélection des pompes et leurs moteurs d'entrainement : 65

VI.2.1.Critères de choix du nombre de pompage : 65
VI.2.2.Choix du type de pompes : 65
VI.3.Couplage des pompes : 65
VI.3.1.Couplage en série: 65
VI.3.2.Couplage en parallèle: 66
VI.4.Etude de pompage : 66
VI.4.1.SP1 : 66
VI.4.1.2.Choix du nombre des pompes : 66
VI.4.1.2.Courbes caractéristique de la pompe : 68
VI.4.1.3.Etude de fonctionnement de la pompe : 69
VI.4.1.4.Adaptation de la pompe aux conditions exigées de fonctionnement : 70
VI.4.2.SP2 : 72
VI.4.2.1.Choix du nombre des pompes: 72
VI.4.2.2.Courbes caractéristiques de la pompe : 74
VI.4.2.3.Etude de fonctionnement de la pompe : 74
VI.5.Etude de la cavitation : 75
VI.5.1.Définition de la cavitation : 75
VI.5.2.Les causes de la cavitation : 75
VI.5.3.Les effets de la cavitation : 75
VI.5.4.Calcul de la hauteur d'aspiration admissible : 76
VI.5.5.Calage de la pompe : 77
VI.6.Equipements en amont et en aval de la pompe : 78
VI.6.1.En amont : 78
VI.6.1.1.Choix du nombre et dimensionnement des collecteurs d'aspiration : 78
VI.6.1.2.Tulipe d'aspiration : 79
VI.6.1.3.Convergent : 79
VI.6.1.4.Tubulure d'aspiration : 79
VI.6.1.5.Coude : 79
VI.6.1.6.Crépine : 80

VI.6.1.7.Buté : 80
VI.6.2.An aval : 81
VI.6.2.1.Tubulure de refoulement : 81
VI.6.2.2.Divergent : 81
VI.6.2.3.Clapet anti retour : 81
VI.6.2.4.Robinet vanne : 82
VI.6.2.5.Vanne de vidange : 82
VI.6.2.6.Buté : 82
VI.7.Dimensionnement de la bâche d'aspiration : 82
VI.8.Protection anti-bélier : 83
VI.8.1.Définition de coup de bélier : 83
VI.8.2.Moyens de protection contre le coup de bélier : 83
VI.8.3.Réservoir anti-bélier : 84
VI.8.3.Analyse du coup de bélier : 84
VI.9.Bâtiment de la station de pompage : 86
VI.9.1.Principes de conception des stations de pompage: 86
VI.9.2.Choix du type de bâtiment : 86
VI.9.3.Calcul du génie civil : 86
VI.9.3.1.Épaisseur des murs du bâtiment : 86
VI.9.3.2.Hauteur du bâtiment : 86
VI.9.3.3.Longueur du bâtiment : 87
VI.9.3.4.Largeur du bâtiment : 87
VI.9.3.5.Dimensions des portes : 88
VI.9.3.6.Dimensionnement des fenêtres : 88
VI.10.Conclusion : 89

CHAPITRE VII: DIMENSIONNEMENT DU RESEAU DE DISTRIBUTION

VII.1.Introduction : 90
VII.2.Typologie des réseaux de distribution 90
VII.2.1.Réseau ramifié : 90

VII.2.2.Réseau maillé : 90
VII.2.3.Réseau mixte : 90
VII.3.Conception du réseau de distribution : 91
VII.4.Choix du type de matériaux : 91
VII.5.Choix du système de distribution : 91
VII.6.Principe du tracé : 91
VII.7.Détermination des débits : 92
VII.7.1.Débit spécifique : 92
VII.7.2.Débit en route: 92
VII.7.3.Débit aux nœuds : 92
VII.8.Les paramètres hydrauliques du réseau (cas de pointe) 94
VII.8.1. Vitesse et pertes de charge : 94
VII.8.2 : Pressions et cote piézométriques : 95
VII.8.3.Discussion des résultats de la simulation hydraulique : 97
VII.9.Cas de pointe + incendie : 99
VII.10.Les paramètres hydrauliques du réseau(cas de pointe + incendie) : 99
VII.10.1.Vitesses et pertes de charge : 99
VII.10.2.Pressions et cotes piézométrique : 100
VII.10.3.Discussion des résultats de la simulation hydraulique (cas de pointe + incendie) : 102
Conclusion : 104

CHAPITRE VIII: POSE DE CANALISATION ET ACCESSOIRES

VIII.1.Introduction : 105
VIII.2.Pose de canalisation: 105
VIII.2.1.Type de canalisation : 105
VIII.2.2.Principe de pose de canalisation : 105
VIII.2.3.Pose de canalisations en terrain ordinaire : 106
VIII.3.Les techniques de soudage : 106
VIII.3.1.Technique de l'électro-soudage : 106
VIII.3.2.Procédé de soudage bout à bout : 107

VIII.4.Accessoires : 108
VIII.4.1.Les vannes : 108
VIII.4.1.1.Les robinets-vannes à opercule (ou à coin) : 109
VIII.4.1.2.Les vannes papillon : 110
VIII.4.1.3.Autres types de vannes spécifiques : 110
VIII.4.2.Les clapets : 110
VIII.4.3.Les ventouses : 111
VIII.4.4.Bouches et poteaux d'incendie : 112
VIII.4.5.Les régulateurs de pression : 112
VIII.4.6.Les mesures de pressions et de débit : 112
VIII.4.6.1.Mesure de la pression : 112
VIII.4.6.2.Mesure de débit : 113
VIII.4.7.Les pièces spéciales : 113
VIII.4.7.1.Cônes : 113
VIII.4.7.2.Croix de jonction : 113
VIII.4.7.3.Manchons : 114
VIII.4.7.4.Coudes : 114
VIII.4.7.5.Tés : 115
VIII.5.Conclusion : 116

CHAPITRE IX : MANAGEMENT DU PROJET

IX.1.Introduction : 117
IX.2.Définition de l'organisation de chantier : 117
IX.3.Réalisation d'un réseau d'AEP : 117
IX.4.Tracé des tranchées sur le terrain : 117
IX.5.Excavation des tranchées : 118
IX.6.Aménagement et mise en place du lit de pose : 118
IX.7.Mise en place des conduites 118
IX.8.Vérification des joints et des conduites (essais de pression et d'étanchéité) : 119
IX.9.Remblayage des tranchées : 119

IX.10.Choix des engins : 119
IX.10.1.La pelle hydraulique : 119
IX.10.2.Le bulldozer :..... 120
IX.10.3.Le chargeur (ou chargeuse sur pneus) : 120
IX.10.4.Le compacteur : 120
IX.11.Calcul du volume des travaux : 120
IX.11.1.Profondeur de la tranchée :..... 120
IX.11.2.Largeur de la tranchée :..... 121
IX.11.3.Volume de décapage : 121
IX.11.4.Volume de déblai : 122
IX.11.5.Volume de sable pour le lit de pose :..... 122
IX.11.6.Volume de remblaiement des tranchées :..... 123
IX.11.7.La bâche d'aspiration : 124
IX.11.7.1.Diamètre extérieur Dext: 124
IX.11.7.2.Flèche de la coupole f:..... 124
IX.11.7.3.Volume de décapage Vdéc: 124
IX.11.7.4.Volume de déblai Vdéb : 125
IX.11.7.5.Volume de béton armé des parois Vbap :..... 125
IX.11.7.6.Volume de béton armé de la coupole Vbac : 125
IX.11.7.7.Volume de béton armé de radier Vbar : 125
IX.11.7.8.Volume de béton de propreté Vbp (sous radier) :..... 125
IX.12.Capacité du godet : 126
IX.13.Calcul du rendement de la pelle hydraulique R : 126
IX.14.Durée d'excavation :..... 126
IX.15.Planning d'exécution des travaux :..... 127
IX.16.Planification des travaux :..... 127
IX.17.Estimation du devis : 129
IX.18.Introduction à la Sécurité sur le Chantier : 129
IX.19.Analyse des Causes Potentielles d'Accidents :..... 130

IX.20.Typologie des comportements dangereux en milieu de travail : 130
IX.21.Mesures de Prévention : 130
A. Prévention Collective : 130
B. Prévention Individuelle : 130
IX.22.Conclusion : 130
Conclusion générale : 132

LISTE DES TABLEAUX :

CHAPITRE I:PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Tableau I.1: Répartition mensuelle moyenne des températures (2003-2013) 4
Tableau I.2 : Répartition mensuelle de l'humidité relative moyenne (1978-2018) 4
Tableau I.3: Précipitations moyennes mensuelles (1978-2018) 5
Tableau I.4: Caractéristiques physico-chimiques..... 8

CHAPITRE II: ESTIMATION DES BESOINS EN EAU

Tableau II.1 : Estimation de nombre de la population futur pour la zone d'étude 18
Tableau II.2: Besoins domestiques moyens de différents horizons 20
Tableau II.3: Besoins scolaires moyens..... 21
Tableau II.4: Besoins administratifs moyens..... 21
Tableau II.5: Besoins sanitaires moyens 21
Tableau II.6 : Besoins socioculturels moyens..... 22
Tableau II.7:Besoins d'élevage moyens 22
Tableau II.8:Récapitulatif de la consommation moyenne totale..... 22
Tableau II.9:Récapitulation des besoins pour les différents horizons..... 23
Tableau II.10: Calcul des consommations journalières maximales et minimales 24
Tableau II.11: Variation de βmax en fonction du nombre d'habitant 25
Tableau II.12: Variation de βmin en fonction du nombre d'habitant..... 26
Tableau II.13: Calcul des consommations horaires maximales et minimales 26
Tableau II.14:Variation des débits horaires (2025)..... 27
Tableau II.15:Variation des débits horaires (2055)..... 27
Tableau II.15. Variation des débits horaires (2055) (Suite) 28

CHAPITRE III : ETUDE DE STOCKAGE

Tableau III.1: Calcul de la capacité du réservoir 34
Tableau III.1: Calcul de la capacité du réservoir (Suite)..... 35
Tableau III.2: Besoins de stockage pour les différents horizons 36
Tableau III.3: Caractéristiques du réservoir..... 36

CHAPITRE IV : DIAGNOSTIC DU RESEAU EXISTANT

Tableau IV.1:Calcul des débits nodaux (2025) 41

Tableau IV.1:Calcul des débits nodaux (2025) (Suite) 42

Tableau IV.2: Valeurs du diamètre et de la vitesse issus de la simulation du réseau à l'état actuel, en cas de pointe 42

Tableau IV.2: Valeurs du diamètre et de la vitesse issus de la simulation du réseau à l'état actuel, en cas de pointe (Suite) 43

Tableau IV.3: Pression et cote piézométrique pour l'horizon actuel 2025 44

CHAPITRE V:ETUDE DE L'ADDUCTION

Tableau V.1:Coefficients et exposants de la perte de charge 51

Tableau V.2: liste de diamètres normalisés 52

Tableau V.3: Vérification de vitesse 52

Tableau V.4: Les valeurs des pressions 53

Tableau V.5 : Caractéristiques de la nouvelle conduite gravitaire 53

Tableau V.6: Valeurs des pressions pour la nouvelle conduite gravitaire 54

Tableau V.7: Coût d'investissement 59

Tableau V.8: Calcul des Hmt 60

Tableau V.9: Frais d'exploitation 60

Tableau V.10 : Bilan calcul du cout total 60

Tableau V.11: Coût d'investissement 62

Tableau V.12: Calcul des Hmt 62

Tableau V.12: Calcul des Hmt (Suite) 62

Tableau V.13: Frais d'exploitation 62

Tableau V.14: Bilan calcul du cout total 63

CHAPITRE VI: ETUDE DE POMPAGE

Tableau VI.1: Caractéristiques des pompes pour différentes variantes 67

Tableau VI.2: Caractéristiques de la conduite de refoulement et de la pompe 70

Tableau VI.3: Caractéristiques de la conduite de refoulement, la pompe et la nouvelle hauteur 71

Tableau VI.4: Les frais d'exploitation pour ce mode de réglage 72

Tableau VI.5: Caractéristiques des pompes pour différentes variantes 72

Tableau VI.6: Caractéristiques de la conduite de refoulement et de la pompe..... 74

Tableau VI.7: Pression de vapeur en fonction de température 77

Tableau VI.8: Calcul des hauteurs d'aspiration et des cotes d'implantation des pompes 78

Tableau VI.13: Equipement en amont de la pompe 80

Tableau VI.10: Equipements en aval de la pompe..... 82

Tableau VI.11: Choix du type de bâtiment..... 86

Tableau VI.12: Tableau récapitulatif des dimensions des stations de pompage..... 89

CHAPITRE VII: DIMENSIONNEMENT DU RESEAU DE DISTRIBUTION

Tableau VII.1: Calcul des débits nodaux à l'horizon 2055 93

Tableau VII.1: Calcul des débits nodaux à l'horizon 2055 (Suite)..... 94

Tableau VII.2: Les paramètres hydrauliques en cas de pointe 94

Tableau VII.2: Les paramètres hydrauliques en cas de pointe (Suite)..... 95

Tableau VII.3: Cote de terrain, pression et cote piézométrique de chaque nœud en cas de pointe 95

Tableau VII.3: Cote de terrain, pression et cote piézométrique de chaque nœud en cas de pointe (SUITE)..... 96

Tableau VII.4:Les paramètres hydrauliques en cas de pointe + incendie 99

Tableau VII.4:Les paramètres hydrauliques en cas de pointe + incendie 100

Tableau VII.5: Cote de terrain, pression et cote piézométrique de chaque nœud en cas de pointe + incendie 100

Tableau VII.5: Cote de terrain, pression et cote piézométrique de chaque nœud en cas de pointe + incendie (Suite)..... 101

CHAPITRE IX : MANAGEMENT DU PROJET

Tableau IX.1: Calcul du volume de décapage 121

Tableau IX.1: Calcul du volume de décapage 122

Tableau IX.2 : Calcul du volume de déblai 122

Tableau IX.3: Calcul du volume de lit de sable..... 123

Tableau IX.4: Calcul du volume de remblai..... 124

Tableau IX.5: Caractéristiques de la bâche d'aspiration..... 124

Tableau IX.6: Volume des travaux pour le réservoir 126
Tableau IX.7: Détermination des délais de réalisation..... 127
Tableau IX.8: Diagramme de GANTT..... 128
Tableau IX.9 : Devis quantitatif et estimatif du projet..... 129

LISTE DES FIGURES :

CHAPITRE I:PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Figure I.1: Situation géographique de la zone d'étude (Google Earth 2025) 2

Figure I.2 : Situation topographique de la zone d'étude 3

Figure I.3 : Situation hydrographique (Google Earth 2025) 6

Figure I.4 : Carte de zonage sismique en Algérie 7

Figure I.5 : Tracé sur image satellitaire la chaine de production 8

CHAPITRE II: ESTIMATION DES BESOINS EN EAU

Figure II.1: Evolution de la population de Temloul entre 2025 et 2055 19

Figure II.2: Graphique de la consommation journalière 29

Figure II.3: Courbe de la consommation cumulée 29

CHAPITRE III : ETUDE DE STOCKAGE

Figure III.1:Graphe de la consommation en fonction de l'apport par pompage 33

CHAPITRE IV : DIAGNOSTIC DU RESEAU EXISTANT

Figure IV.1: Bâche d'aspiration de la station de pompage (SEAAL 2025) 39

Figure IV.2: Les pompes existantes dans la station de pompage (SEAAL 2025) 39

Figure IV.3: Distribution des vitesses dans le réseau cas de pointe (2025) 43

Figure IV.4: Distribution des pressions dans le réseau (actuel 2025) 45

Figure IV.5: Simulation hydraulique en cas de pointe (2025) 46

CHAPITRE V:ETUDE DE L'ADDUCTION

Figure V.1: Schéma pour une adduction gravitaire et par refoulement 48

Figure V.2: Schéma explicatif 49

Figure V.3: Simulation hydraulique de la conduite d'adduction gravitaire 53

Figure V.4: Simulation hydraulique de la nouvelle conduite d'adduction gravitaire 54

Figure V.5: Courbe d'optimisation 61

Figure V.6: Courbe d'optimisation 63

CHAPITRE VI: ETUDE DE POMPAGE

Figure VI.1: Couplage de deux pompes en série*(univ-biskra.dz 2022)* 66

Figure VI.2:Couplage de deux pompes en parallèle*(univ-biskra.dz 2022)* 66

Figure VI.3: Schéma d'encombrement pompe-moteur 68
Figure VI.4: Courbes caractéristiques de la pompe sélectionnée 69
Figure VI.5: Courbe de point de fonctionnement 70
Figure VI.6: Courbe de proportionnalité 71
Figure VI.7 Schéma de la pompe choisie 73
Figure VI.8: Courbes caractéristiques de la pompe sélectionnée 74
Figure VI.9: Courbe de point de fonctionnement 75
Figure VI.10: Corrosion et érosion de roues des pompes..... 76
Figure VI.11: Graphe des courbes NPSH..... 76
Figure VI.12: Equipement en amount de la pompe..... 78
Figure VI.13: Buté..... 80
Figure VI.14: Equipements en aval de la pompe 81

CHAPITRE VII: DIMENSIONNEMENT DU RESEAU DE DISTRIBUTION

Figure VII.1: Distribution des vitesses dans le réseau cas de pointe 95
Figure VII.2: Distribution des pressions dans le réseau en cas de pointe 96
Figure VII.3: Simulation sur WaterCAD pour le cas de pointe..... 98
Figure VII.4: Distribution des vitesses dans le réseau cas de pointe + incendie 100
Figure VII.5: Distribution des pressions dans le réseau en cas de pointe + incendie 101
Figure VII.6: Simulation sur WaterCAD pour le cas de pointe + incendie..... 103

CHAPITRE VIII: POSE DE CANALISATION ET ACCESSOIRES

Figure VIII.1: Pose de canalisation dans un terrain ordinaire..... 106
Figure VIII.2 : Assemblage par électro-soudage 107
Figure VIII.2: Soudage bout à bout..... 108
Figure VIII.3: Robinet vanne à opercule 109
Figure VIII.4: Robinet-vanne papillon à brides 110
Figure VIII.5: Schéma de fonctionnement d'un clapet anti-retour..... 111
Figure VIII.6: Ventouse simple fonction..... 111
Figure VIII.7 : Poteau d'incendie 112

Figure VIII.8: Cône à brides 113
Figure VIII.9 : Croix de jonction à brides 114
Figure VIII.10: Manchon à brides 114
Figure VIII.11: Coude 45° à brides 115
Figure VIII.12: Té à brides 115

CHAPITRE IX : MANAGEMENT DU PROJET

Figure IX.1: Réseau à nœud 128

LISTE DES PLANCHES :

Planche N°1 : Plan du réseau existant et projeté.

Planche N°2 : Plan de carnet des nœuds.

Planche N°3 : Profil piézométrique (R-n1).

Planche N°4 : Plan de la station de pompage.

INTRODUCTION GENERALE:

L'eau, en tant que bien vital pour la consommation quotidienne, la santé publique et le développement des sociétés, constitue une ressource essentielle. Or, plusieurs régions connaissent aujourd'hui des difficultés d'approvisionnement dues à la raréfaction des ressources, aux effets du changement climatique et à l'augmentation continue de la demande. Cette situation exige une gestion fiable et durable des ressources hydriques.

L'alimentation en eau potable (AEP) vise à assurer une distribution de qualité, en quantité suffisante et de manière continue à la population. Elle requiert une planification rigoureuse et une gestion adaptée des infrastructures et des ressources disponibles.

Le village de Temloul, situé dans la commune de Menaceur (wilaya de Tipaza), connaît une croissance démographique et urbaine significative. Son système d'AEP est alimenté à partir du réservoir de 3000 m^3, fonctionnant initialement par gravité jusqu'à une station de pompage. L'eau est ensuite refoulée vers le réservoir de 1000 m^3 implanté à la cote 493 m, qui permet la distribution gravitaire vers les habitants.

L'objectif de ce mémoire est de diagnostiquer ce réseau d'alimentation, d'identifier ses insuffisances et de proposer une extension technique adaptée aux besoins actuels et futurs de la population et aux contraintes du terrain.

Afin d'atteindre cet objectif, notre travail s'articule autour des chapitres suivants :

- Dans un premier temps, nous présenterons la zone d'étude en décrivant ses principales caractéristiques de la région et le contexte général du projet.
- Le deuxième chapitre sera consacré à l'estimation des besoins en eau, en tenant compte de l'évolution démographique et des différents usages.
- Le troisième chapitre portera sur l'étude et le dimensionnement du stockage nécessaire pour répondre à la demande future.
- Le quatrième chapitre traitera du diagnostic du système existant afin d'identifier ses insuffisances et anomalies.
- Le cinquième chapitre abordera l'étude de l'adduction, en détaillant le tracé, les diamètres des conduites et les dispositifs de protection contre les coups de bélier.
- Le sixième chapitre sera dédié à l'étude du pompage et aux équipements nécessaires au fonctionnement du système.
- Le septième chapitre concernera le dimensionnement du réseau de distribution et la répartition des débits.
- Le huitième chapitre décrira les modalités de pose des canalisations et les accessoires indispensables au réseau.
- Enfin, le neuvième chapitre portera sur le management du projet, incluant l'organisation du chantier, le planning des travaux et l'estimation des coûts.

CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

I.1. INTRODUCTION :

Le présent chapitre propose une présentation générale de la région de Temloul au sein de laquelle se situe notre zone d'étude. L'objectif est d'effectuer une présentation portant sur l'ensemble de ses caractéristiques démographiques, géographiques, topographiques, climatiques, géologiques, sismiques et hydrauliques. Cette étape préliminaire a une importance primordiale dans la connaissance du site de notre projet et des contraintes naturelles à considérer.

I.2. SITUATION GEOGRAPHIQUE :

Temloul est une localité située dans la commune de Menaceur wilaya de Tipaza, en Algérie. Elle se trouve à environ 15 km du chef-lieu de la daïra de Sidi Amar, à 30 km au sud du chef-lieu de la wilaya de Tipaza et à 100 km de la capitale, Alger.

Elle est délimitée :

Au nord; par la ville de Cherchell,

Au sud; par la wilaya de AïnDefla,

À l'est; par les communes de Sidi Amar et Meurad,

Et à l'ouest ; par la commune de Sidi Semiane.



Figure I.1: Situation géographique de la zone d'étude (Google Earth 2025)

I.3.SITUATION TOPOGRAPHIQUE :

La région de Temloul présente une topographie contrastée, entre plaines littorales méditerranéennes et reliefs montagneux de l'Atlas. Le nord-est, incluant la forêt de Menaceur, est caractérisé par des collines culminant à 736 m (Sidi Mohamed Ben Ali), tandis que le sud est dominé par des massifs tels que le Djbel Boo Maad (1 400 m), le Djbel Traret et le Djbel Bou Semman. Cette variation altimétrique, de 100 m à plus de 1 400 m, influence directement les écoulements hydriques et expose la zone à des risques naturels (inondations, glissements en zones pentues). (BET TIPAZA)

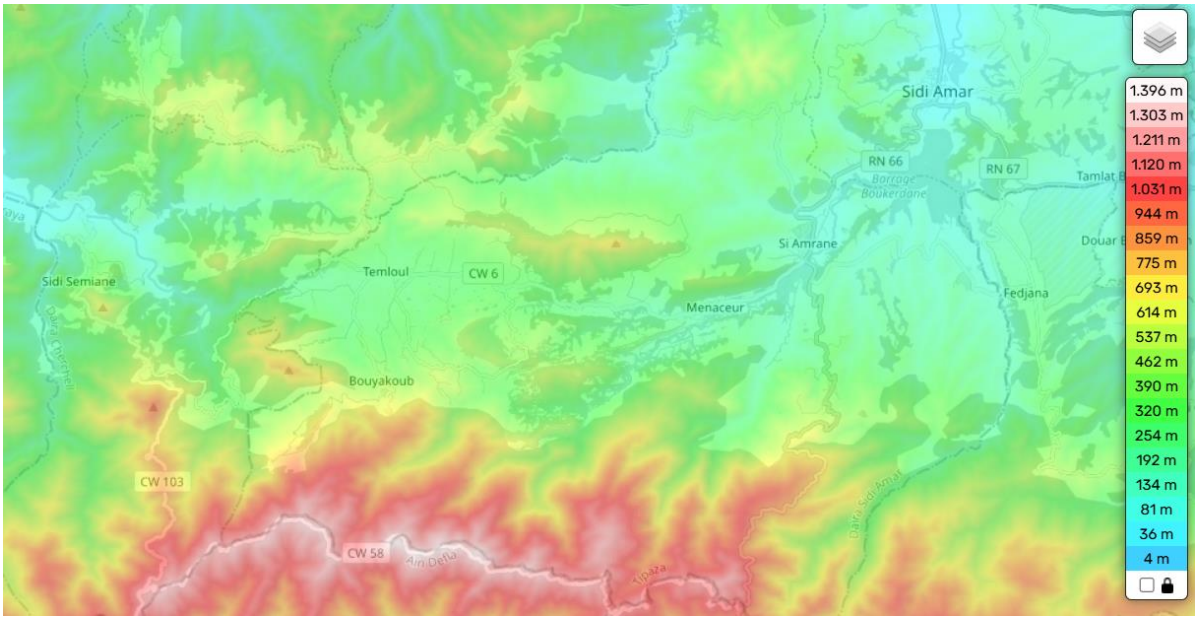


Figure I.2 : Situation topographique de la zone d'étude *(fr-be.topographic-map, 2025)*

I.4.SITUATION GEOLOGIQUE :

La région de Temloul présente une géologie variée héritée de plusieurs périodes, avec des formations récentes du Quaternaire sous forme de dépôts alluviaux et de terrasses le long des cours d'eau, mais aussi des terrains du Pliocène et du Villafranchien composés de marnes, grès, conglomérats et calcaires. Les couches plus anciennes appartiennent au Miocène, au Crétacé, au Jurassique et au Trias, où alternent calcaires, grès et argiles, tandis que les affleurements du Permo-Trias (grès rouges et conglomérats) et du Précambrien (schistes et grès), associés à des roches magmatiques comme les granites et rhyolites, viennent compléter cet ensemble géologique.

I.5.SITUATION CLIMATOLOGIQUE:

I.5.1. Climat :

Le climat de zone d'étude est de type méditerranéen entre subaride et humide avec deux tendances bioclimatiques avec une pluviométrie moyenne de 775mm par an et une température minimale 9.3 ˚C liée à la topographie, a la mer et la végétation. Cette commune

est assez bien pourvue en station pluviométriques, mais les séries de données disponibles présentant des lacunes dues à des interruptions des relevées. (DRE TIPAZA)

I.5.2.Température :

Les données thermiques enregistrées sur une décennie (2003–2013) révèlent une distribution mensuelle moyenne des températures résumée dans le tableau ci-dessous :

Tableau I.1: Répartition mensuelle moyenne des températures (2003-2013)

Mois	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Sept	Oct	Nov	Déc
T (°C)	13,07	13,07	14,87	16,90	19,07	22,77	25,93	27,13	24,13	22,40	16,93	14,43

Source : DRE TIPAZA

À partir de ces données, il ressort que la température moyenne mensuelle la plus basse est observée en janvier, avec 13,07 °C, tandis que la plus élevée correspond au mois d'août, atteignant 27,13 °C. La température moyenne annuelle (19,23°C) reste modérée, traduisant un climat de type méditerranéen marqué par des hivers doux et des étés chauds.

I.5.3. Humidité :

L'humidité relative dans la région est notable, affichant une valeur moyenne annuelle de 68%. Les données recueillies sur la période 1978-2018 sont synthétisées dans le tableau ci-dessous :

Tableau I.2 : Répartition mensuelle de l'humidité relative moyenne (1978-2018)

Mois	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Sept	Oct	Nov	Déc
HR (%)	69	68	75	63	66	71	76	71	65	62	64	64

Source : DRE TIPAZA

L'analyse du tableau montre que l'humidité relative moyenne annuelle atteint environ 68 %, confirmant l'influence du climat méditerranéen de la région. Les valeurs les plus élevées sont relevées en juillet (76 %), tandis que les plus faibles apparaissent en octobre (62 %).

I.5.4.Le vent :

Le régime des vents à Temloul, caractéristique du climat méditerranéen, présente des variations saisonnières marquées. En hiver, les vents sont généralement modérés à forts, tandis qu'en été ils deviennent plus doux, souvent accompagnés de brises marines qui apportent une atmosphère plus calme. Les vents dominants proviennent du nord-ouest, leur direction et leur intensité étant largement influencées par la proximité de la mer Méditerranée.

I.6.PLUVIOMETRIE:

Les précipitations moyennes mensuelles enregistrées sur la période 1978-2018 sont présentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau I.3: Précipitations moyennes mensuelles (1978-2018)

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
P (mm)	157	116	52,7	51	51,7	6,3	1	1	23,7	51,3	142	134

Source : DRE TIPAZA

L'analyse de ces données révèle que :

- Le mois de janvier est le plus pluvieux, avec une hauteur de précipitations moyenne de 157 mm ;
- Les mois de juillet et août sont les plus secs, avec seulement 1 mm de précipitations chacun ;
- La pluviométrie moyenne annuelle s'élève à 787.7 mm

I.7.HYDROGEOLOGIQUE :

La région de Temloul repose sur des terrains à dominante argileuse et marneuse, avec des intercalations de calcaires et de grès qui constituent des horizons localement perméables. Les formations argileuses jouent un rôle d'écran, limitant l'infiltration et favorisant l'écoulement superficiel vers les oueds, tandis que les niveaux calcaires et gréseux assurent par endroits une circulation souterraine modeste. Ainsi, la nappe phréatique reste généralement peu développée et dépend fortement des apports pluviométriques et des infiltrations ponctuelles au niveau des lits d'oueds. Les ressources en eau souterraine étant limitées, l'alimentation en eau potable de Temloul repose principalement sur les apports de surface.

I.8.SITUATION HYDROGRAPHIQUE :

La zone de Temloul s'inscrit dans un réseau hydrographique méditerranéen marqué par la présence de plusieurs oueds, notamment l'Oued Messelmoun, l'Oued Es Sebt et l'Oued Bou Roumi. Ces cours d'eau, à régime saisonnier, sont alimentés principalement par les précipitations hivernales et présentent des crues temporaires suivies d'étiages prononcés en été. Leur écoulement est conditionné par la topographie descendant vers la mer Méditerranée, avec une infiltration partielle qui contribue à la recharge des nappes souterraines.

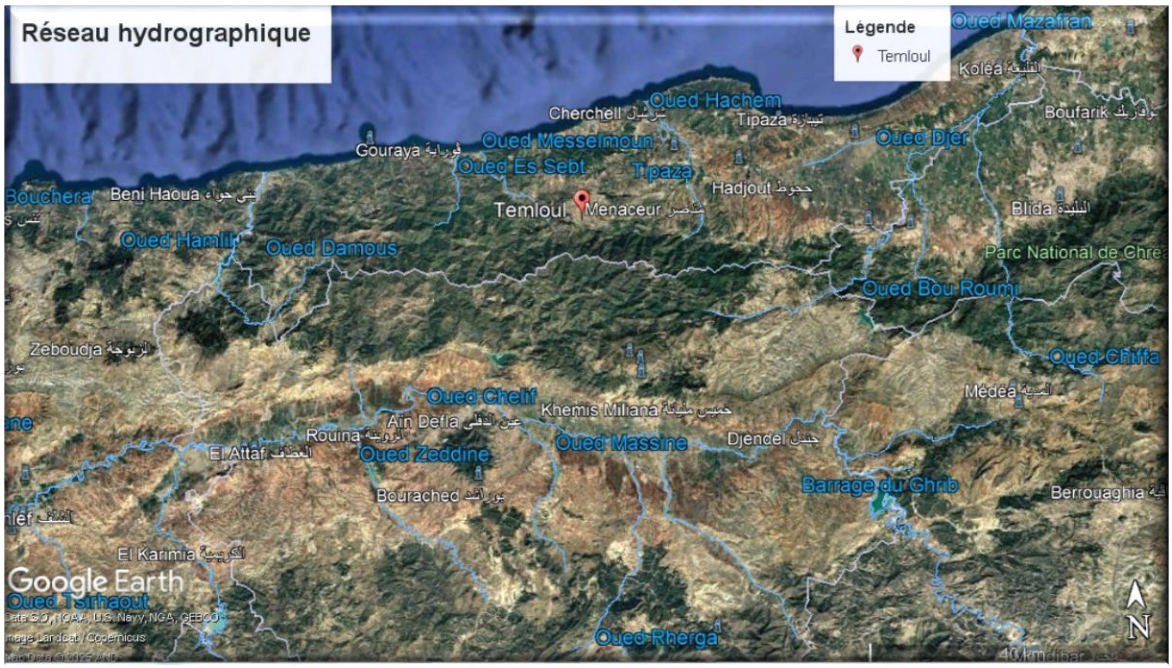


Figure I.3 : Situation hydrographique (Google Earth 2025)

I.9. SISMICITE:

La zone d'étude se situe dans une région reconnue pour son activité sismique significative. Selon la réglementation parasismique algérienne (RPA), elle est classée en zone VI, correspondant à un niveau de sismicité élevé.

Pour garantir la sécurité des constructions, il est essentiel de :

- Réaliser au préalable des études géotechniques détaillées.
- Privilégier des matériaux de construction adaptés aux normes parasismiques.
- Éviter l'implantation d'ouvrages sur des zones instables (bordures de plaines inondables, massifs rocheux fracturés ou diaclasés).

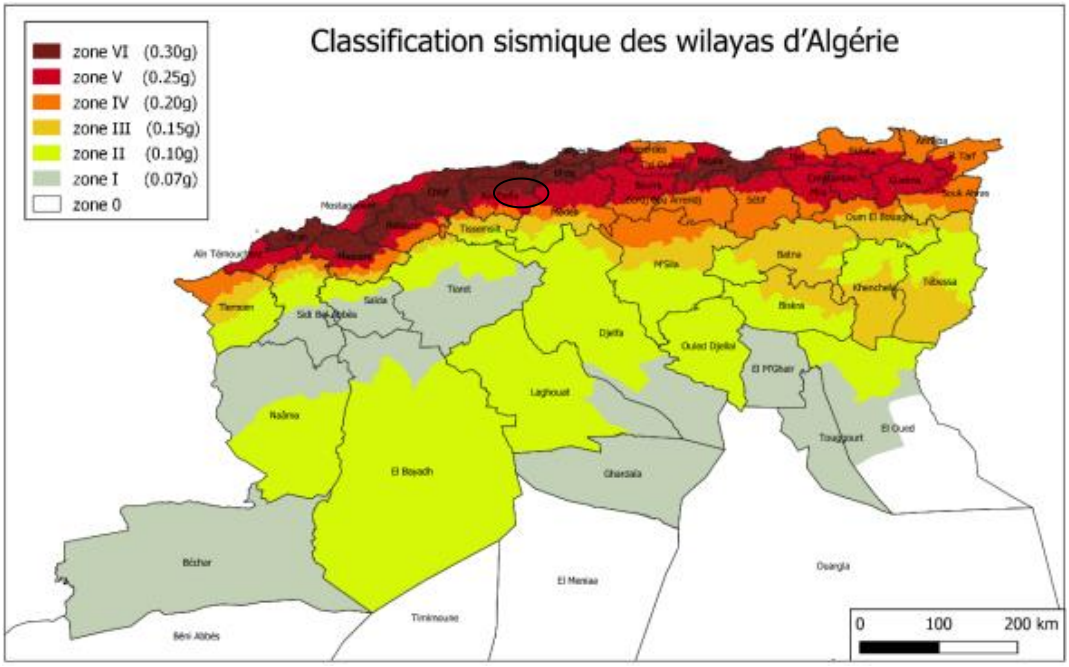


Figure I.4 : Carte de zonage sismique en Algérie

Source :(*REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES RPA*, 2024)

I.10.SITUATION DEMOGRAPHIQUE:

Selon les données communiquées par l'APC, la population à desservir est estimée à 4817 habitants (2025), sur la base du Recensement Général de la Population et de l'Habitat (RGPH) de 2008, en appliquant un taux d'accroissement démographique annuel de 2 %.

I.11.SITUATION HYDRAULIQUE :

L'alimentation en eau potable de Temloul est assurée à partir d'un réservoir de 1000 m³, relié aux ressources provenant du barrage de Kef Eddir (commune de Damous) et du barrage de Boukerdane (Sidi Amar). Ce système est connecté au réservoir de 3000 m³ de Calibère et se compose de quatre tronçons :

- Une première partie gravitaire reliant le réservoir de Calibère à la station de pompage SP1 ;
- Une deuxième partie par pompage entre les stations SP1 et SP2 ;
- Une troisième partie en refoulement depuis SP2 jusqu'au réservoir de Temloul (1000 m³) ;
- Une quatrième partie gravitaire assurant la distribution de l'eau vers la population.

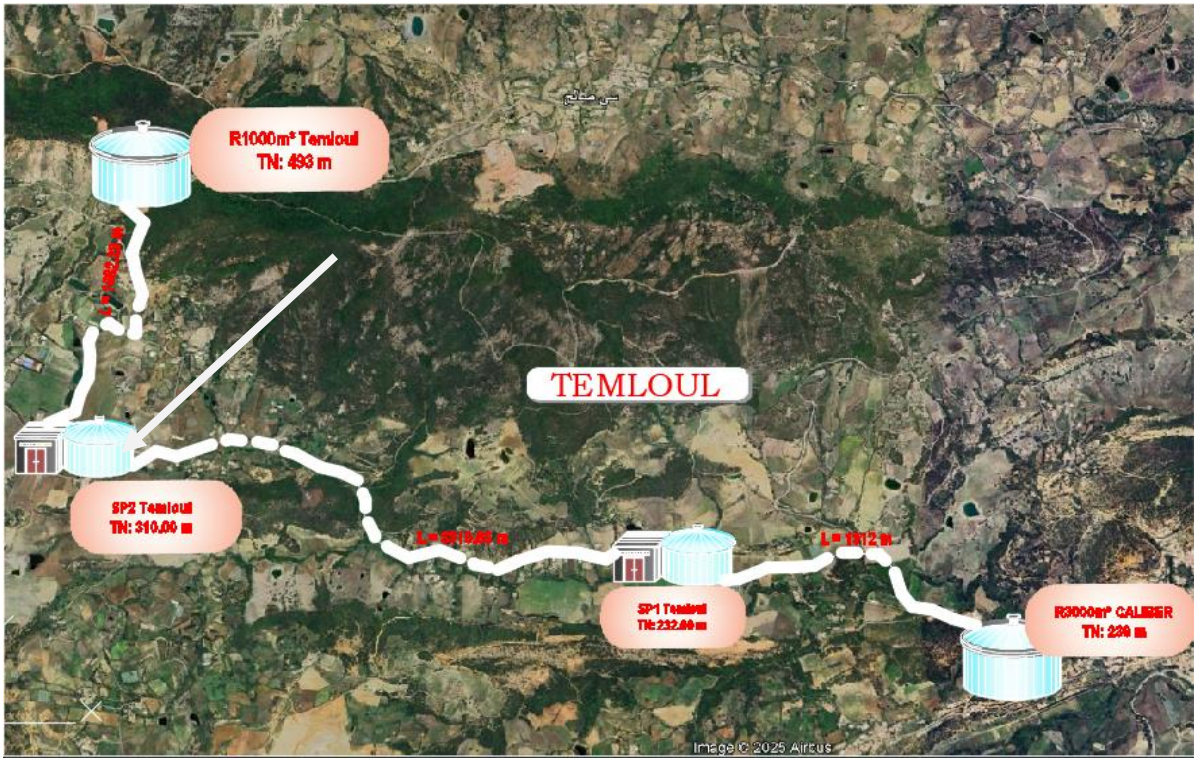


Figure I.5 : Tracé sur image satellitaire la chaine de production

I.12. CARACTERISTIQUES PHYSICO-CHIMIQUES :

Les données d'analyse de la SEAAL (premier trimestre 2025) pour l'ouest algérien servent de référence pour évaluer la qualité de l'eau dans la zone d'étude, compte tenu de similarités physico-chimiques et du respect des normes en vigueur, alors les analyses révèlent les caractéristiques suivantes :

Tableau I.4: Caractéristiques physico-chimiques

Paramètre	Valeur
Conductivité	898 µS/cm
Résidus secs à 180°C	625 mg/l
Dureté totale	350 mg/l ($CaCO_3$) - Moyennement dure
Calcium	63 mg/l
Magnésium	22 mg/l
Sodium	81 mg/l
Chlorures	135 mg/l
Sulfates	98 mg/l
Bicarbonates	175 mg/l
pH	7,81 (légèrement alcalin, norme 6,5 – 9)
Nitrates	20 mg/l (< 50 mg/l)
Nitrites	<0,03 mg/l (absence significative)

(SEAAL 2025)

Par conséquent, l'eau présente un équilibre ionique satisfaisant et respecte l'ensemble des limites réglementaires algériennes pour les paramètres physico-chimiques. Sa qualité est conforme aux normes de potabilité, avec une minéralisation adaptée à la consommation humaine.

I.13.CONCLUSION :

Dans ce chapitre, nous avons présenté les principales caractéristiques de la zone d'étude. Le village de Temloul se situe dans une région à la topographie accidentée, soumise à une forte sismicité et bénéficiant d'un climat méditerranéen. L'approvisionnement en eau potable repose principalement sur des ressources superficielles. Les éléments recueillis dans ce chapitre offrent une compréhension approfondie du contexte général du projet et constitueront une base essentielle pour le diagnostic du réseau actuel ainsi que pour la conception du futur système d'alimentation en eau.

CHAPITRE II : ESTIMATION DES BESOINS EN EAU

II.1. INTRODUCTION :

Dans ce chapitre, nous avons procédé à l'estimation des besoins en eau potable des agglomérations concernées, en intégrant les perspectives d'accroissement démographique et les exigences futures en matière de consommation. L'objectif de cette démarche est de garantir une couverture adéquate et durable des besoins à l'horizon 2055.

II.2. ESTIMATION DE LA POPULATION FUTURE

Avant de procéder au calcul des besoins en eau, il est indispensable d'évaluer la population future de la zone d'étude, car le dimensionnement du réseau doit répondre aussi bien aux besoins actuels qu'aux perspectives à moyen et long terme. Pour ce projet, l'horizon d'étude est fixé à 30 ans (2055), avec un taux d'accroissement annuel de 2 % (APC Menaceur).

L'estimation se fait en appliquant la formule des intérêts composés suivante :

$$Pn = P0(1 + \tau)^n$$

Où:

P_n: Population à l'horizon d'étude.

P_0: Population de base (2025).

τ : taux d'accroissement (2 %).

n : Nombre d'années entre les deux horizons.

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant:

Tableau II.1 : Estimation de nombre de la population futur pour la zone d'étude

Horizon	2025 actuel	2035 courts termes	2045 moyens termes	2055 longs termes
Taux d'accroissement	2%			
Nombre d'habitant	4817	5872	7157	8725

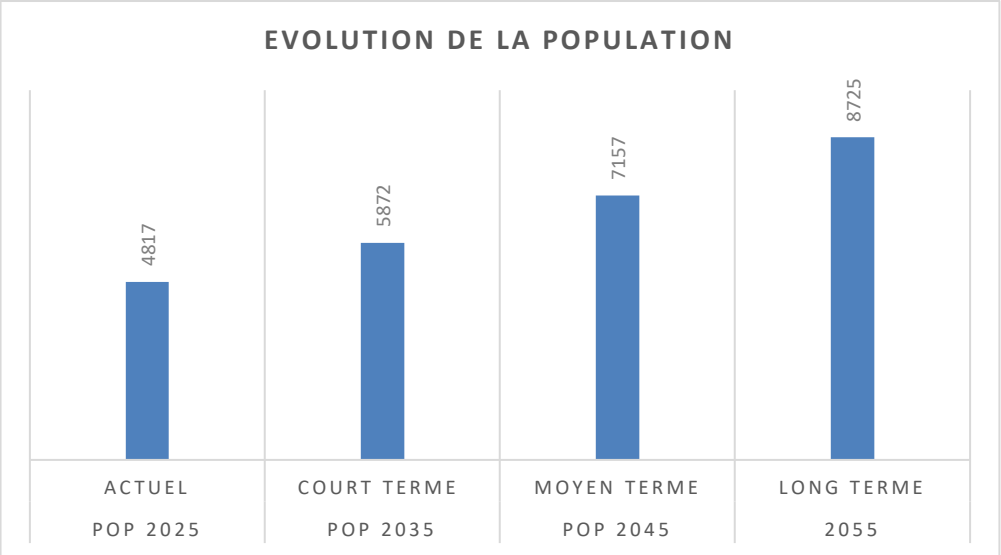


Figure II.1: Evolution de la population de Temloul entre 2025 et 2055

II.3.CHOIX DE LA DOTATION :

La dotation en eau par habitant est influencée par plusieurs facteurs, tels que le niveau de vie des ménages, la disponibilité des ressources hydriques, le degré d'équipement des logements, l'activité économique locale ainsi que les conditions climatiques. Elle varie également selon les saisons : les besoins sont généralement réduits en hiver, alors qu'en été, la hausse des températures entraîne une augmentation significative de la consommation.

Conformément aux usages nationaux et en tenant compte des recommandations internationales, la dotation moyenne adoptée dépend de la taille de l'agglomération :

- Pour les agglomérations de moins de 20 000 habitants : 150 à 200 l/j/hab.
- Pour les agglomérations comptant entre 20 000 et 100 000 habitants : 200 à 300 l/j/hab.
- Pour les agglomérations de plus de 100 000 habitants : 300 à 350 l/j/hab.

II.4.CATEGORIES DES BESOINS:

La consommation en eau varie selon les types d'utilisateurs. Avant de dimensionner un réseau AEP, il est donc essentiel de recenser les différentes catégories de consommateurs présentes dans l'agglomération. Pour le cas du village de Temloul, on distingue principalement :

- Les besoins domestiques (ménages).
- Les besoins des établissements scolaires (primaire, CEM, lycée).
- Les besoins sanitaires (centres de santé, dispensaires).
- Les besoins administratifs (sièges des institutions locales).
- Les besoins socioculturels (mosquées..).
- Les besoins en eau des fermes d'élevage (les bovins, les ovins, la volaille).

II.5.ÉVALUATION DE LA CONSOMMATION MOYENNE JOURNALIERE :

Dans une agglomération donnée, la consommation en eau potable est étroitement liée au niveau de développement sanitaire, aux habitudes de vie de la population ainsi qu'à l'évolution démographique. Dans le cadre de notre projet, nous avons retenu une dotation unitaire de 150 litres par jour par habitant pour la localité de Temloul, en cohérence avec les perspectives de développement et les besoins futurs de la population à l'horizon de projet.

II.5.1.Besoins domestiques :

L'estimation des besoins domestiques journaliers en eau potable repose sur le nombre d'habitants à desservir et la dotation adoptée. La consommation moyenne journalière est calculée à l'aide de la formule suivante :

$$Q\ moy.j\ = \frac{dot*N}{1000} \quad (m^3/j) \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (II.1)$$

Avec :

Qmoyj: consommation moyenne journalière (en m³/j)

dot : dotation moyenne (en litres par jour par habitant)

N : nombre total d'habitants

Le tableau suivant présente les besoins en eau domestique:

Tableau II.2: Besoins domestiques moyens de différents horizons

	POPULATION	DOTATION	CONSOMMATION	
HORIZONS	POPULATION (hab)	(l/j/hab)	CONSOMMATION (m^3/j)	(l/s)
Etat Actuel (2025)	4817	150	722.55	8.36
Courte terme (2035)	5872	150	880.80	10.19
Moyen terme (2045)	7157	150	1073.55	12.43
Long terme (2055)	8725	150	1308.75	15.15

II.5.2.Besoins scolaires:

L'estimation des besoins en eau pour les établissements scolaires dépend du mode de présence d'élèves (internat ou externat). Pour le cas d'externat il est difficile de déterminer la quantité d'eau consommée; alors on a adopté une quantité de 20l/j/élève.

Tableau II.3: Besoins scolaires moyens

Equipement	Unité	Nombre d'effectifs	Dotation (l/j/élève)	Qmoyj (l/j)	Qmoyj (m^3/j)
Ecole primaire	élève	650	20	13000	13
CEM	élève	600	20	12000	12
lycée	élève	540	20	10800	10.8
Total				35800	35.8

II.5.3.Besoins administratifs :

Pour les besoins administratifs on a estimé les dotations suivantes :

APC : 15l/j/travailleur

Poste : 15l/j/travailleur

Gendarmerie : 15l/j/travailleur

Tableau II.4: Besoins administratifs moyens

Equipement	Unité	Nombre d'effectif	Dotation (l/j/travailleur)	Qmoyj (l/j)	Qmoyj (m^3/j)
APC	travailleur	10	15	150	0.15
Poste	travailleur	6	15	90	0.09
Gendarmerie	travailleur	8	15	120	0.12
Total				360	0.36

II.5.4.Besoins sanitaires :

Dans cette région on a juste une salle de soins qu'on a adopté 20l/j/patient donc :

Tableau II.5: Besoins sanitaires moyens

Equipement	Unité	Nombre d'effectifs	Dotation (l/j/patient)	Qmoyj (l/j)	Qmoyj (m^3/j)
Salle de soins	patient	50	20	1000	1

II.5.5.Besoins socioculturels :

On a juste une mosquée de dotation de 20l/j/fidèle

Tableau II.6 : Besoins socioculturels moyens

Equipement	Unité	Nombre d'effectifs	Dotation (l/j/fidèle)	Qmoyj (l/j)	Qmoyj (m^3/j)
mosquée	fidèle	500	20	10000	10

II.5.6.besoins d'élevage :

Le tableau suivant présente les besoins moyens en eau pour l'élevage :

Tableau II.7:Besoins d'élevage moyens

Types d'élevage	Nombre	Dotation (l/j/tête)	Qmoyj (l/j)	Qmoyj (m^3/j)
Bovins	70	50	3500	3.5
Ovins	2000	5	10000	10
Volailles	5000	1	5000	5
Total			18500	18.5

Récapitulation :

Le tableau suivant présente la consommation moyenne journalière totale de la localité, en distinguant la contribution de chaque catégorie de consommateurs non domestiques :

Tableau II.8:Récapitulatif de la consommation moyenne de chaque catégorie

Catégories de consommateurs	Consommation journalière (m^3/j)
Besoins scolaires	35.8
Besoins administratifs	0.36
Besoins sanitaires	1
Besoins socioculturels	10
Besoins d'élevage	18.5
Total	65.66

Récapitulation des besoins pour les différents horizons :

On récapitule dans le tableau suivant la consommation journalière totale pour les différents horizons d'étude :

Tableau II.9:Récapitulation des besoins pour les différents horizons

Horizon	Consommation domestique (m3/j)	Consommation des équipements	Total de consommation moyenne journalière (m^3/j)
Etat actuel (2025)	722.55	65.66	788.21
Courte terme (2035)	880.80	80.04	960.84
Moyen terme (2045)	1073.55	97.56	1171.11
Long terme (2055)	1308.75	118.93	1427.68

II.6.ETUDE DE LA VARIATION DES DEBITS JOURNALIERS :

Pour établir un régime de travail efficace pour un système d'alimentation en eau, il est essentiel d'élaborer un graphique de la consommation d'eau probable tout au long de l'année. En effet, on observe qu'il y a des journées où la consommation atteint des niveaux maximaux, ainsi que des journées où elle est particulièrement faible.

En se basant sur la consommation moyenne, on peut établir un rapport qui permet de déterminer combien de fois la consommation maximale dépasse cette moyenne. Ce rapport est appelé coefficient d'irrégularité journalière maximum, ou Kmaxj.

De même, il existe un autre coefficient qui indique de combien de fois la consommation minimale est inférieure à la moyenne. Ce rapport est connu sous le nom de coefficient d'irrégularité journalière minimum, noté Kminj.

$$Qmaxj = Kmaxj \times Qmoyj$$

Avec :

$Q_{moy\ j}$: débit moyen journalier.

$Q_{max\ j}$:débit maximum journalier.

Kmaxj : coefficient d'irrégularité maximum, ce coefficient varie entre 1.1 et 1,3

On prend K maxj =1,3 pour les besoins domestiques et les autres besoins.

$$Qminj = Kminj \times Qmoyj$$

$Q_{moy\ j}$: débit moyen journalier.

$Q_{min\ j}$: débit minimum journalier.

$K_{min j}$: coefficient d'irrégularité minimum, ce coefficient varie entre 0,7 à 0,9.

On prend $K_{min j}$ =0,8 pour les besoins domestiques et les autres besoins.

Estimation des fuites :

Les fuites sur les branchements particuliers sont en règle générale les plus nombreuses, la valeur de taux de fuite est estimée à 20%.

$$Qfuite = 20\% * Qmoyj$$

$$Q'moyj = 0{,}2 * Qmoyj + Qmoyj$$

Tableau II.10: Calcul des consommations journalières maximales et minimales

Horizon	Qmoyj(m^3/j)	Qfuite(m^3/j)	Qmoyj'(m^3/j)	kmaxj	Qmaxj(m^3/j)	kminj	Qminj(m^3/j)
2025	788.21	157.64	945.85	1.3	1229.608	0.8	756.68
2055	1427.68	285.54	1713.22	1.3	2227.18	0.8	1370.57

II.7.EVALUATION DE LA CONSOMMATION HORAIRE:

En utilisant des deux méthodes pour calculer les débits horaires :

II.7.1. Première méthode :

Cette approche consiste d'abord à calculer le débit horaire moyen, puis à en déduire les débits maximum et minimum en appliquant des coefficients horaires. Ces coefficients varient en fonction des spécificités de l'agglomération considérée.

II.7.1.1.Débit moyen horaire :

Le débit moyen horaire est donné par la formule suivante/

$$\boldsymbol{Qmoy\ h = \frac{Qmax\ j}{24}\ (m^3/h)}$$

Avec :

$Q_{moy.h}$: débit moyen horaire (m^3/h).

$Q_{max.j}$: débit maximum journalier (m^3/j).

II.7.1.2.Débit maximum horaire :

Ce débit correspond à l'heure de pointe où la consommation est la plus importante durant la journée, on l'utilise pour le dimensionnement du réseau de distribution.

Le débit maximum horaire est donné par la formule suivante :

$$Qmax.h = Kmax.h \times Qmoy.h\ (m^3/h)$$

Avec :

$Q_{max.h}$: débit maximum horaire (m^3/h).

$Q_{moy.h}$: débit moyen horaire (m^3/h).

$K_{max.h}$: coefficient maximum horaire.

$$K_{max.h} = \alpha_{max} \times \beta_{max}$$

Avec :

α_{max}: tient compte du type des conditions de vie et du régime de travail des populations locales varie de 1.2 à 1.4.

On prend le coefficient α_{max}=1.2

β_{max}: Dépend du développement démographique, selon le tableau :

Tableau II.11: Variation de βmax en fonction du nombre d'habitant

Population (hab)($\times 10^3$)	1	1.5	2.5	4	6	10	20	30	100	300
βmax	2	1.8	1.6	1.5	1.4	1.3	1.2	1.15	1.1	1.03

Source: (Salah, 2014)

Pour notre cas, on prend :

βmax= 1.46 pour 2025

βmax= 1.33 pour 2055

Alors :

$Kmax.h = 1.2 \times 1.46 = 1.75$ pour 2025

$Kmax.h = 1.2 \times 1.33 = 1.6$ pour 2055

II.7.1.3.Débit minimum horaire:

Le calcul de ce débit est important pour le dimensionnement mécanique de la conduite et pour la détection des fuites.

Le débit minimum horaire est donné par la formule suivante :

$$Qminh = Kminh * Qmoyh\ (m^3/h)$$

Avec :

Qminh : débit minimum horaire (m3/h)

Qmoyh : débit moyen horaire (m3/h)

Kminh : coefficient minimum horaire

Le coefficient minimum horaire est calculé par la formule suivante :

$$Kminh = \alpha min * \beta min$$

αmin : coefficient qui dépend des habitudes de la population et le niveau de développement, il varie de 0,4 à 0,6

On prend αmin =0,5

βmin: coefficient qui dépend de l'accroissement de la population, il est donnée par le Tableau suivant :

Tableau II.12: Variation de βmin en fonction du nombre d'habitant

Population (hab)(×10^3)	1	1.5	2.5	4	6	10	20	30	100	300
βmin	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6	0,7	0,83

Source: (Salah, 2014)

Pour notre on prend :

βmin= 0.22 pour 2025

βmin= 0.35 pour 2025

alors;

$\mathbf{K}_{\mathbf{min.h}}$= 0.5× 0.22 = 0.11 pour 2025

$\mathbf{K}_{\mathbf{min.h}}$= 0.5× 0.35 = 0.18 pour 2055

Tableau II.13: Calcul des consommations horaires maximales et minimales

Horizon	Qmaxj(m^3/j)	Qmoyh(m^3/h)	Kmaxh	Qmaxh(m^3/h)	Kminh	Qminh(m^3/h)
2025	1229.608	51.23	1.75	89.66	0.11	5.64
2055	2227.18	92.8	1.33	123.42	0.18	16.7

II.7.2.Deuxième méthode :

Cette méthode nous permet de déterminer la répartition des débits en chaque heure, qui varient d'une agglomération à une autre en fonction du nombre d'habitants.

$$\boldsymbol{Qmax\ h} = \frac{\boldsymbol{C\% \times Qmaxj}}{\mathbf{100}}$$

Avec :

$Q_{max.h}$: débit maximal horaire estimé en (m^3/h)**.**

C% : coefficient de consommation horaire (%)**.**

$Q_{max.j}$: débit maximal journalier estimé en (m^3/j).

Tableau II.14:Variation des débits horaires (2025)

Heures	Agglomération		Cumulé	
	La consommation horaire (%)	Débit Horaire (m^3/h)	La consommation horaire (%)	Débit Horaire (m^3/h)
0 – 1	1	12.30	1	12.30
1 – 2	1	12.30	2	24.59
2 – 3	1	12.30	3	36.89
3 – 4	1	12.30	4	49.18
4 – 5	2	24.59	6	73.78
5 – 6	3	36.89	9	110.66
6 – 7	5	61.48	14	172.15
7 – 8	6.5	79.92	20.5	252.07
8 – 9	6.5	79.92	27	331.99
9 – 10	5.5	67.63	32.5	399.62
10 – 11	4.5	55.33	37	454.95
11 – 12	5.5	67.63	42.5	522.58
12 – 13	7	86.07	49.5	608.66
13 – 14	7	86.07	56.5	694.73
14 – 15	5.5	67.63	62	762.36
15 – 16	4.5	55.33	66.5	817.69
16 – 17	5	61.48	71.5	879.17
17 – 18	6.5	79.92	78	959.09
18 – 19	6.5	79.92	84.5	1039.02
19 – 20	5	61.48	89.5	1100.50
20 – 21	4.5	55.33	94	1155.83
21 – 22	3	36.89	97	1192.72
22 – 23	2	24.59	99	1217.31
23 – 24	1	12.30	100	1229.608
Total	100	1229.608		

A partir de ce tableau on trouve : Qmaxh= 86.07 m^3/h = 23.91 l/s (de 12h à 14h)

Et Qmin=12.30 m^3/h = 3.52 l/s (de 23h à 4h) (en 2025)

Tableau II.15:Variation des débits horaires (2055)

Heures	Agglomération		Cumulé	
	La consommation horaire (%)	Débit Horaire (m^3/h)	La consommation horaire (%)	Débit Horaire (m^3/h)
0 – 1	1	22.27	1	22.27
1 – 2	1	22.27	2	44.54

Tableau II.15. Variation des débits horaires (2055) (Suite)

	Agglomération		Cumulé	
Heures	**La consommation horaire (%)**	**Débit Horaire (m^3/h)**	**La consommation horaire (%)**	**Débit Horaire (m^3/h)**
2 – 3	1	22.27	3	66.82
3 – 4	1	22.27	4	89.09
4 – 5	2	44.54	6	133.63
5 – 6	3	66.82	9	200.45
6 – 7	5	111.36	14	311.81
7 – 8	6.5	144.77	20.5	456.57
8 – 9	6.5	144.77	27	601.34
9 – 10	5.5	122.49	32.5	723.83
10 – 11	4.5	100.22	37	824.06
11 – 12	5.5	122.49	42.5	946.55
12 – 13	7	155.90	49.5	1102.45
13 – 14	7	155.90	56.5	1258.36
14 – 15	5.5	122.49	62	1380.85
15 – 16	4.5	100.22	66.5	1481.07
16 – 17	5	111.36	71.5	1592.43
17 – 18	6.5	144.77	78	1737.20
18 – 19	6.5	144.77	84.5	1881.97
19 – 20	5	111.36	89.5	1993.33
20 – 21	4.5	100.22	94	2093.55
21 – 22	3	66.82	97	2160.36
22 – 23	2	44.54	99	2204.91
23 – 24	1	22.27	100	2227.18
Total	100	2227.180		

A partir de ce tableau on trouve : Qmaxh = 155.90 m^3/h = 43.31 l/s (de12h à 14h)

Et Qmin = 22.27 m^3/h = 6.19 l/s (de 23h à 4h) (en 2055)

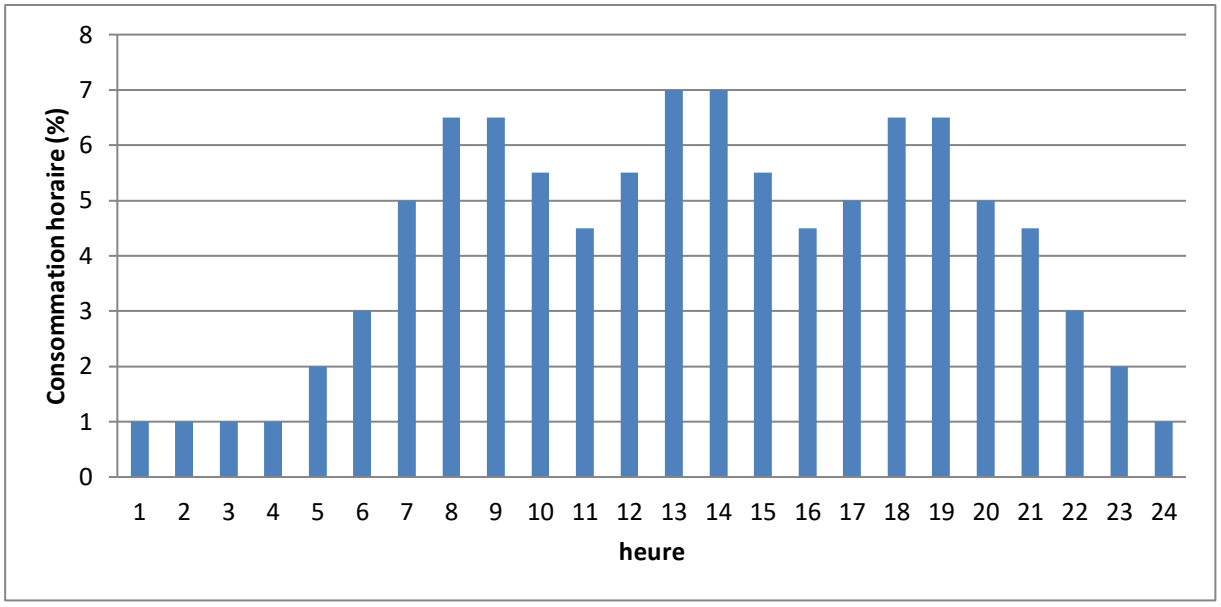


Figure II.2: Graphique de la consommation journalière

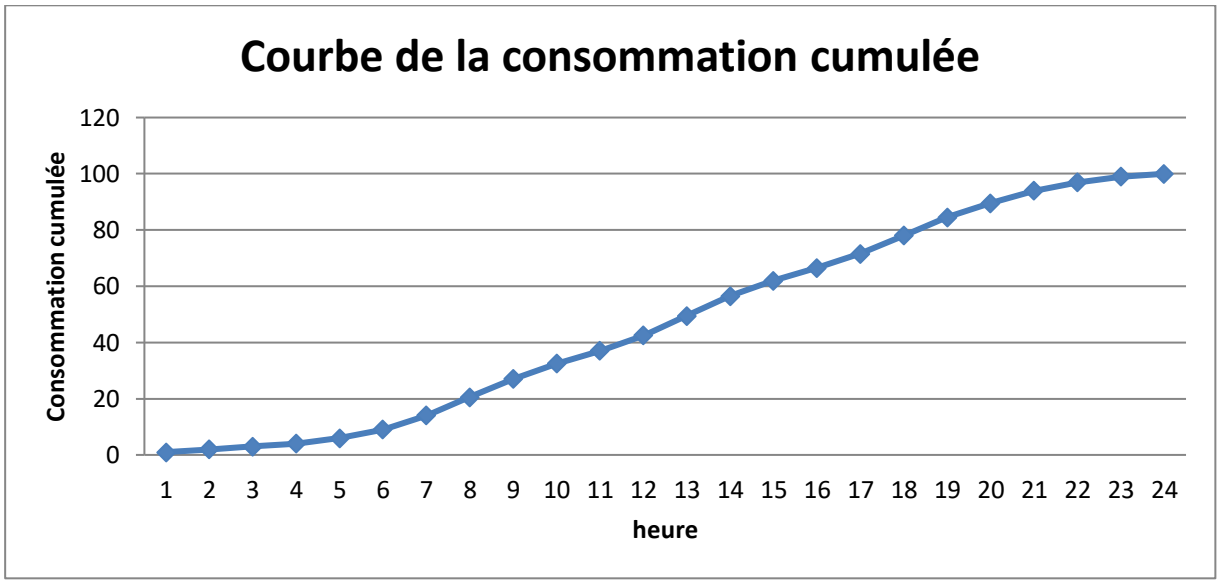


Figure II.3: Courbe de la consommation cumulée

II.8. CONCLUSION :

Dans ce Chapitre, on a estimé les besoins en eau potable du village de Temloul, à court, moyen et long terme. Cette estimation a été établie sur la base des données démographiques réactualisées, de la dotation moyenne par habitant et des différentes catégories de consommateurs concernés.

Ainsi, l'examen de l'évolution de la population jusqu'à l'horizon 2055, par les coefficients de variation journalière et horaire permettant de déduire les débits maximums et minimums, ainsi qu'un taux de fuite de 20% pour tenir compte des pertes de l'eau sur le réseau, était nécessaire pour établir une prévision réaliste.

CHAPITRE III : ETUDE DE STOCKAGE

III.1.INTRODUCTION :

Le réservoir constitue un élément clé dans tout système d'alimentation en eau potable, en assurant la régulation entre les volumes disponibles et les besoins de la population. Il joue un rôle essentiel dans le maintien de la continuité du service. Dans ce chapitre, nous déterminerons les volumes de stockage nécessaires pour la commune de Temloul, en nous basant sur les débits projetés à l'horizon 2055.

III.2.UTILITE DES RESERVOIRS :

Les réservoirs jouent un rôle central dans le fonctionnement efficace et durable d'un système d'alimentation en eau potable. Leurs principales fonctions sont les suivantes :

- Assurer un fonctionnement régulier des stations de pompage, en évitant les variations de débit liées à l'injection directe dans le réseau, ce qui facilite l'exploitation et la maintenance.
- Stabiliser la sollicitation des points de captage, en évitant les fluctuations journalières, permettant ainsi la préservation des infrastructures et des ressources hydriques (nappes et gisements).
- Stocker l'eau durant les périodes de faible consommation (heures creuses) et la restituer pendant les pics de demande.
- Maintenir la continuité de l'alimentation en eau lors de l'arrêt temporaire des pompes.
- Garantir une pression stable et homogène au sein du réseau de distribution.
- Assurer la disponibilité d'une réserve spécifique destinée à la lutte contre l'incendie.
- Servir de point de rupture de charge dans les systèmes à distribution étagée.
- Fonctionner comme un relais hydraulique, notamment dans les réseaux étendus, où la pression diminue en aval. Dans ce cas, un réservoir d'extrémité ou d'équilibre peut être installé pour rétablir la pression.

III.3.CLASSIFICATION DES RESERVOIRS :

III.3.1. Selon le matériau de construction :

- Réservoirs en métal.
- Réservoirs en maçonnerie traditionnelle.
- Réservoirs en béton armé (ordinaire ou précontraint).

III.3.2.Selon leur implantation topographique :

- Réservoirs enterrés.
- Réservoirs semi-enterrés.
- Réservoirs surélevés, notamment ceux construits sur tours.

III.4.EMPLACEMENT ET ALTITUDE DES RESERVOIRS :

Le choix de l'implantation d'un réservoir est dicté principalement par la topographie du site. Il doit permettre de garantir une pression suffisante, notamment lors des périodes de pointe. À cet effet, la cote du radier du réservoir doit être supérieure à la plus haute cote piézométrique requise dans le réseau.

La détermination de cette cote implique l'évaluation des pertes de charge entre le réservoir et les zones à desservir. En fonction de ce calcul, le type de réservoir à adopter sera défini. Il est également recommandé de prévoir une marge supplémentaire (élévation de la cote du radier) pour anticiper les éventuelles extensions futures de l'agglomération.

III.5.ÉQUIPEMENTS DES RESERVOIRS D'ALIMENTATION

L'efficacité fonctionnelle d'un réservoir d'eau potable repose en grande partie sur la qualité et la disposition de ses équipements hydrauliques. Ces équipements assurent le bon fonctionnement, la sécurité et la pérennité de l'ouvrage.

III.5.1.Conduite d'arrivée :

La conduite d'arrivée est généralement installée en siphon noyé ou par la base du réservoir, idéalement située à l'opposé de la conduite de départ. Cette disposition permet un brassage efficace de l'eau et favorise son renouvellement constant, limitant ainsi les zones stagnantes et les risques de dégradation de la qualité.

III.5.2.Conduite de départ :

Placée à l'extrémité opposée à la conduite d'arrivée, cette conduite est positionnée à environ 15 à 20 cm au-dessus du radier, afin d'éviter l'aspiration de matières en suspension. Elle est équipée d'une crépine courbée pour réduire le risque de vortex, et généralement munie d'une vanne à survitesse pour contrôler efficacement les flux.

III.5.3.Conduite de trop-plein :

Cette conduite a pour fonction d'évacuer les excès d'eau en cas de défaillance du système de régulation, notamment lors du non-arrêt d'une pompe. Dans le cas de réservoirs compartimentés, chaque compartiment doit disposer de sa propre conduite de trop-plein pour garantir une sécurité hydraulique optimale.

III.5.4.Conduite de vidange :

Elle permet la vidange complète du réservoir en vue d'opérations de nettoyage, de maintenance ou de réparation. Cette conduite est équipée d'un robinet vanne et est généralement connectée à la conduite de trop-plein. Un entretien régulier du robinet est recommandé pour prévenir les dépôts de sable et autres résidus.

III.5.5.Conduite de by-pass :

Le by-pass relie directement la conduite d'arrivée à la conduite de départ, permettant d'alimenter le réseau même lorsque le réservoir est mis hors service pour entretien. Cette installation garantit la continuité de la distribution sans interruption.

III.5.6.Réserve d'incendie :

Deux systèmes sont couramment utilisés pour garantir la disponibilité d'une réserve d'eau en cas d'incendie :

III.5.6.1.Système à siphon :

Ce dispositif se désamorce automatiquement une fois le niveau de la réserve atteint, grâce à un évent qui interrompt l'aspiration. Cela permet de préserver en permanence la réserve incendie tout en assurant son renouvellement.

III.5.6.2.Système à double prise :

Bien que moins utilisé, il consiste à avoir deux niveaux de prélèvement. Cependant, il présente l'inconvénient de laisser une tranche d'eau morte, ce qui compromet le renouvellement efficace de la réserve de sécurité.

III.6.RECOMMANDATIONS RELATIVES AUX RESERVOIRS :

- Les réservoirs doivent être convenablement protégés contre toute source de contamination extérieure, ainsi que contre les variations thermiques excessives pouvant altérer la qualité de l'eau.
- Leur conception doit garantir un accès aisé pour les opérations de contrôle et d'entretien, permettant notamment la vérification régulière de l'étanchéité.
- Un dispositif de prélèvement d'échantillons d'eau doit être installé à l'entrée et à la sortie immédiate du réservoir, en vue d'assurer un suivi sanitaire constant.
- Les matériaux constituant les réservoirs doivent être stables, non dégradables, et ne pas transmettre à l'eau des goûts ou des odeurs indésirables.
- Toute intervention pouvant affecter la qualité de l'eau nécessite un nettoyage et une désinfection complète du réservoir. En tout état de cause, ces opérations doivent être effectuées au minimum une fois par an.
- Il convient de prévoir des mesures d'alimentation alternatives pour garantir la continuité de la distribution d'eau potable durant les phases de mise hors service du réservoir.

III.7.CALCUL DE LA CAPACITE DU RESERVOIR :

Le dimensionnement d'un réservoir doit permettre de satisfaire l'ensemble des fonctions qui lui sont attribuées, depuis le fonctionnement en régime normal jusqu'aux situations les plus contraignantes, telles que la demande maximale.

La capacité de stockage est évaluée en tenant compte des fluctuations des débits entrants et sortants, lesquelles dépendent à la fois du mode de fonctionnement des ouvrages en amont et de la variabilité de la consommation en aval.

En pratique, le volume du réservoir est généralement déterminé à partir des variations journalières de la consommation, en se basant sur le jour de pointe, tout en intégrant une réserve spécifique dédiée à la lutte contre l'incendie.

III.7.1.Principe de calcul :

Le calcul du volume de stockage peut être réalisé selon deux approches principales :

III.7.1.1.La méthode graphique :

Cette approche consiste à tracer les courbes de la consommation maximale journalière et de la production de la station de pompage. Le résidu maximal journalier (Rmax) est obtenu en additionnant les écarts absolus entre les extremums de ces deux courbes, représentant respectivement les volumes de surplus (V^+) et de déficit (V^-) :

$$Rmax = (|V^+|) + (|V^-|)\ (\%)$$

Le volume de régulation (V_r) est ensuite calculé à l'aide de la formule :

$$Vr = \frac{Rmax\% * Qmaxj}{100}$$

Avec ;

Q_{maxj} : débit maximal journalier.

Le volume total du réservoir (Vt) intègre également le volume d'incendie (Vinc) :

Vt=Vr+Vinc

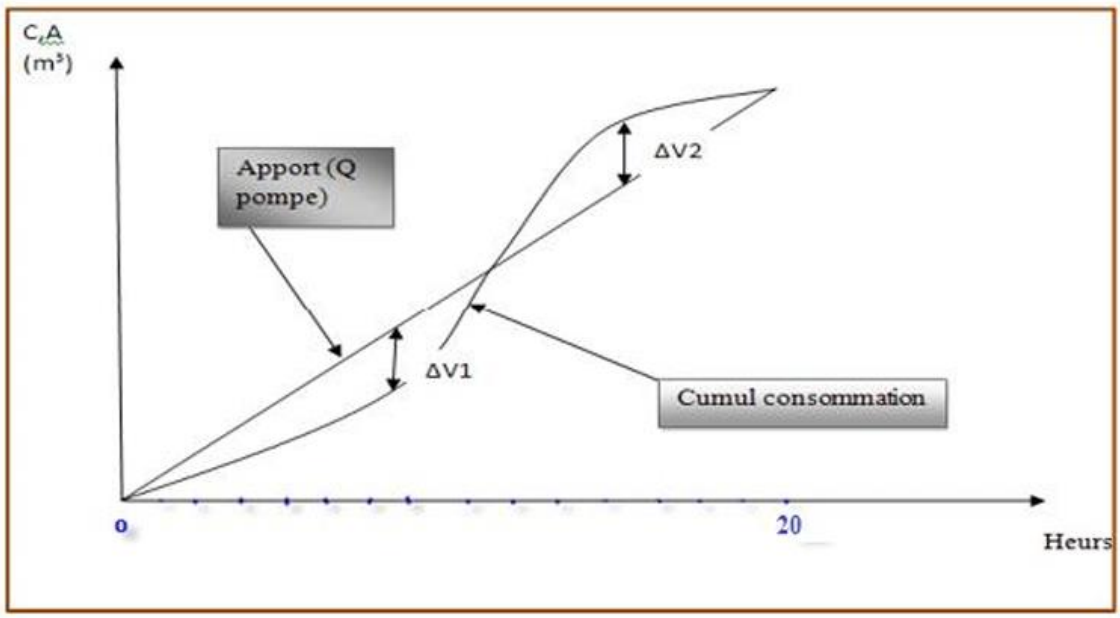


Figure III.1:Graphe de la consommation en fonction de l'apport par pompage

III.7.1.2.La méthode analytique :

Cette méthode repose sur l'étude comparative des volumes entrants et sortants au cours d'une journée.

Dans le cadre de cette étude, nous avons opté pour la méthode analytique, en prenant en considération deux paramètres fondamentaux :

- Le profil horaire de consommation de la commune de Temloul, établi à partir des données exposées dans le chapitre 2 ;
- Le régime d'alimentation en eau du réservoir, fixé sur une période de 20 heures d'apport journalier**,** correspondant au fonctionnement des pompes depuis la station de pompage.

La capacité de stockage nécessaire est ainsi déterminée en analysant, heure par heure sur une période de 24 heures, les écarts cumulés entre les volumes apportés et ceux consommés.

Le volume utile est calculé par la formule suivante :

$$Vu = \frac{Qmaxj * a(\%)}{100}$$

Avec ;

Vu : le volume utile (m^3)

Qmaxj : débit maximum journalier (m^3/j)

a (%) : coefficient de stockage exprimé en pourcentage du débit journalier maximal

En intégrant le volume d'incendie (Vinc) au volume utile, on obtient le volume total (Vt) .

$Vt = Vu + Vinc$

Le tableau ci-après présente le calcul de la capacité de stockage du réservoir :

Tableau III.1: Calcul de la capacité du réservoir

Heures	Régime de consommation (%)	Refoulement (%)	Arrivé de l'eau au réservoir (%)	Départ de l'eau au réservoir (%)	Reste dans le réservoir (%)
0—1	1	0		1	-12
1—2	1	0		1	-13
2—3	1	5	4		-9
3—4	1	5	4		-5
4—5	2	5	3		-2
5—6	3	5	2		0
6—7	5	5	0		0
7—8	6.5	5		1.5	-1.5
8—9	6.5	5		1.5	-3

Tableau III.1: Calcul de la capacité du réservoir (Suite)

Heures	Régime de consommation (%)	Refoulement (%)	Arrivé de l'eau au réservoir	Départ de l'eau au réservoir	Reste dans le réservoir
9—10	5.5	5		0.5	-3.5
10—11	4.5	5	0.5		-3
11—12	5.5	5		0.5	-3.5
12—13	7	5		2	-5.5
13—14	7	5		2	-7.5
14—15	5.5	5		0.5	-8
15—16	4.5	5	0.5		-7.5
16—17	5	5	0		-7.5
17—18	6.5	5		1.5	-9
18—19	6.5	5		1.5	-10.5
19—20	5	5		0	-10.5
20—21	4.5	5	0.5		-10
21—22	3	5	2		-8
22—23	2	0		2	-10
23—24	1	0		1	-11

On a ; $a(\%) = 13\%$

En récapitulant les besoins de stockage pour les différents horizons dans le tableau suivant :

Tableau III.2: Besoins de stockage pour les différents horizons

Horizons	Actuel 2025	Court terme 2035	Moyen terme 2045	Long terme 2055
a(%)	13	13	13	13
Q max j (m^3/j).	1229.608	1498.91	1826.93	2227.18
Vu (m^3).	159.85	194.86	237.50	289.53
Vinc (m^3).	120	120	120	120
Besoins de stockage (m^3).	279.85	314.86	357.50	409.53
Capacité disponible (m^3)	1000	1000	1000	1000

La capacité du réservoir existant à Temloul est de 1000 m³, tandis que le volume de stockage requis, calculé à l'horizon 2055, est estimé à 410 m³. Cela indique que le réservoir actuel est suffisant pour satisfaire les besoins futurs de la localité.

III.8. CARACTERISTIQUE DU RESERVOIR :

Le volume du réservoir est : V = 1000 m^3

La surface du réservoir S = 250 m^2

La hauteur du réservoir est : H = 4 m

Le diamètre du réservoir est : D = 18 m

En calculant la hauteur de réserve d'incendie (Hinc) :

$$Hinc = \frac{Vinc}{S} = \frac{120}{250} = 0.5\ m$$

En récapitulant les résultats dans le tableau suivant :

Tableau III.3: Caractéristiques du réservoir

Volume du réservoir (m^3)	S (m^2)	D (m)	Hinc (m)
1000	250	18	0.5

III.9. CONCLUSION :

Le stockage constitue une composante fondamentale des systèmes d'alimentation en eau potable, jouant un rôle essentiel dans l'équilibre entre la production et la demande, la garantie de la sécurité incendie et la continuité du service. L'étude réalisée a permis de déterminer précisément le volume de stockage nécessaire pour la localité de Temloul à l'horizon 2055. Les résultats démontrent que le réservoir actuel, d'une capacité de 1000 m^3, reste suffisant pour répondre aux besoins futurs, ceux-ci étant estimés à un volume de 410 m^3.

CHAPITRE IV : DIAGNOSTIC DU RESEAU EXISTANT

IV.1.INTRODUCTION :

Le réseau d'alimentation en eau potable (AEP) de la localité de Temloul nécessite un diagnostic technique approfondi afin d'évaluer ses performances actuelles. Cette analyse vise à identifier d'éventuels anomalies tels que les fuites, les insuffisances de pression ou les défauts structurels, et à comprendre le comportement hydraulique global du système. Les résultats obtenus permettront de proposer un plan d'intervention adapté pour renforcer et adapter le réseau afin d'en garantir la durabilité et l'efficacité.

IV.2.DEROULEMENT DE L'ETUDE :

Cette étude repose sur un diagnostic à la fois physique et hydraulique du réseau d'AEP existant, dans le but d'identifier les dysfonctionnements et de proposer des actions correctives adaptées. Les objectifs spécifiques sont les suivants :

Identifier les insuffisances et les points faibles des infrastructures actuelles (conduites, réservoirs, équipements de régulation, etc.) ;

Actualiser le modèle hydraulique du réseau en s'appuyant sur la validation des données de terrain ;

Proposer des solutions techniques optimales de renouvellement, renforcement et/ou extension du réseau, permettant d'assurer une distribution fiable et équilibrée, aussi bien dans les zones actuellement desservies que dans celles à urbaniser à l'horizon 2055.

IV.3.TRAITEMENT ET EXPLOITATION DES DONNEES :

Les informations recueillies ont été exploitées à l'aide de divers logiciels tels que Microsoft Excel, Covadis et Epanet ou WaterCAD, facilitant leur tri, l'élaboration de scénarios, ainsi que la création de tableaux et graphiques explicatifs. Par ailleurs, la réalisation des plans et schémas techniques a été assurée à l'aide du logiciel AutoCAD.

IV.4.DIAGNOSTIC PHYSIQUE DU RESEAU DE TEMLOUL

IV.4.1. État physique du réseau de distribution :

Le réseau de distribution de Temloul est dans un état relativement homogène, constitué de conduites en polyéthylène haute densité (PEHD) représentant 100 % du linéaire de différents diamètres qui varient entre 40 mm à 160 mm.

IV.4.2. Observation suite au diagnostic physique du réseau de Temloul :

L'analyse du réseau de distribution d'eau potable à Temloul a permis de relever plusieurs anomalies :

- La présence de piquages illicites, susceptibles de provoquer une augmentation des pertes de charge et de perturber le fonctionnement hydraulique du réseau.
- De nombreuses ruptures et fuites dans les conduites ont été constatées, entraînant des pertes en eau considérables, une baisse du rendement du réseau et une dégradation continue des infrastructures.
- Le réservoir principal de Temloul ne semble pas se remplir convenablement. Cette situation peut être liée à plusieurs hypothèses :
  - Présence de fuites importantes en amont du réservoir.
  - Insuffisance de la capacité des pompes pour relever l'eau jusqu'à la cote nécessaire.
  - Ou encore une mauvaise gestion des phases de pompage.
- Par ailleurs, certaines habitations ne sont pas encore raccordées au réseau existant, ce qui nécessite des travaux d'extension pour garantir un accès équitable à l'eau potable sur l'ensemble du périmètre desservi.
- Ces observations mettent en évidence la nécessité d'interventions ciblées visant à optimiser le fonctionnement hydraulique du réseau, à rétablir une distribution équitable de l'eau et à améliorer la fiabilité du système d'AEP dans le village de Temloul.
- L'examen de l'état physique des conduites d'adduction montre qu'elles demeurent globalement en bon état et peuvent être maintenues en service. Toutefois, l'analyse hydraulique permettra de déterminer s'il est nécessaire de les conserver ou de les remplacer, ainsi que d'effectuer les ajustements requis, notamment au niveau du dimensionnement et du contrôle des pressions, afin d'assurer un fonctionnement optimal et durable du système.

IV.4.3. État des bâches d'aspiration et les pompes des stations de pompage :

Les bâches d'aspiration existantes, d'une capacité de 100 m³, présentent un état structurel globalement satisfaisant. Aucune fissure, déformation ou défaut majeur d'étanchéité n'a été relevé. Toutefois, des traces d'altérations superficielles ont été observées sur les parois, dues principalement à l'accumulation d'eau pluviale et à un début de corrosion externe (voir figures ci-après). Ces dégradations mineures, qui n'affectent pas l'intégrité de l'ouvrage, peuvent être corrigées par l'application d'un traitement anticorrosion approprié. Par ailleurs, afin de limiter l'accumulation d'eau de pluie sur la coupole et prévenir l'aggravation de ces altérations, l'installation d'un système de drainage adapté est recommandée.

Ainsi, ces bâches seront conservées dans le cadre du présent projet, à condition qu'elles soient compatibles avec le nouveau débit projeté.

Concernant les pompes existantes (une pompe avec une autre de secours), leurs adaptations ou leurs remplacements restent envisageable en fonction des nouvelles exigences hydrauliques du système.



Figure IV.1: Bâche d'aspiration de la station de pompage (SEAAL 2025)



Figure IV.2: Les pompes existantes dans la station de pompage (SEAAL 2025)

IV.5.DIAGNOSTIC HYDRAULIQUE :

IV.5.1.Méthode utilisée :

L'analyse du réseau a été faite en utilisant le logiciel **WaterCAD**. La démarche suivie reste assez simple et repose sur les étapes de base de la modélisation hydraulique. Cela comprend :

- La représentation du réservoir qui alimente le réseau principal,
- La division du système existant en conduites et nœuds, où l'on précise les diamètres, les longueurs et les matériaux utilisés,
- Et enfin, la prise en compte des équipements importants du réseau, comme certaines vannes ou accessoires, quand c'est nécessaire.

IV.5.2. Pressions dans le réseau :

Dans le cadre de la modélisation hydraulique, il a été convenu de maintenir une pression comprise entre 10 mètres de colonne d'eau (1 bar) et 60 mètres de colonne d'eau (6 bars) au niveau des nœuds du réseau. Cette plage de pression garantit un service adéquat et continu pour l'ensemble des usagers, tout en assurant la sécurité et la durabilité des infrastructures.

IV.5.3.Détermination de différents débits :

a) Débit de pointe global : Le débit de pointe horaire, noté Q_p ou Qmax h, correspond à la somme des débits en route, ainsi que des débits concentrés, s'il y en a.

La formule utilisée est la suivante :

$$Qp = Qmax\ h = \sum Qr + \sum Qconc$$

Qp : débit de pointe (l/s)

Qmax h : débit maximum horaire (l/s)

Qr : débit en route (l/s)

Qconc : débit concentré (l/s) ; dans notre cas, il n'existe pas de débit concentré (Qconc = 0)

Alors ;$Qmax\ h = 23.91\ l/s$

b) Débit spécifique : Le débit spécifique correspond à la quantité d'eau, en litres par seconde, circulant dans un mètre linéaire de conduite. Il se calcule en divisant le débit total en route par la somme des longueurs des tronçons concernés par la distribution :

$$qsp = \frac{Qmaxh - Qconcentré}{\sum \text{Lr}}$$

qsp: le débit spécifique (l/s/m)

∑Lr: la somme des longueurs qui assurent une distribution en route ;

Dans notre cas : ∑Lr =12153 m

c) Débit en route pour chaque tronçon :

$Qr = qsp * Li$

Qr : débit en route (l/s)

qsp: le débit spécifique (l/s/m)

Li : la longueur de tronçon concerné (m)

d) Détermination des débits aux nœuds :

Les débits aux nœuds représentent la quantité d'eau supposée être consommée à ces points du réseau.

Pour simplifier, on considère que l'eau circulant dans un tronçon est répartie de façon égale entre ses deux extrémités ; en le calculant par la formule :

$Qni = 0.5 * \sum Qr + \sum Qconc$

Sachant que $\sum Qni = Qp$

Les débits aux nœuds sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.1:Calcul des débits nodaux (2025)

N°	Tronçon	Longueur(m)	qsp (l/s)	Q_{route} (l/s)	Q_n (l/s)
1	1--2	1902.00	0.001967415	3.74	**3.12**
	1--19	1268.00	0.001967415	2.49	
2	2--1	1902.00	0.001967415	3.74	**2.55**
	2--3	429.00	0.001967415	0.84	
	2--4	262.00	0.001967415	0.52	
3	3--2	429.00	0.001967415	0.84	**0.42**
4	4--2	262.00	0.001967415	0.52	**1.16**
	4--5	469.00	0.001967415	0.92	
	4--6	444.00	0.001967415	0.87	
5	5--4	469.00	0.001967415	0.92	**0.46**
6	6--4	444.00	0.001967415	0.87	**1.32**
	6--7	484.00	0.001967415	0.95	
	6--8	415.00	0.001967415	0.82	
7	7--6	484.00	0.001967415	0.95	**0.48**
8	8--6	415.00	0.001967415	0.82	**2.18**
	8--9	582.00	0.001967415	1.15	
	8--10	921.00	0.001967415	1.81	
	8--11	295.00	0.001967415	0.58	
9	9--8	582.00	0.001967415	1.15	**0.57**

Tableau IV.1:Calcul des débits nodaux (2025) (Suite)

N°	Tronçon	Longueur(m)	qsp (l/s)	Q_{route} (l/s)	Q_n (l/s)
10	10--8	921.00	0.001967415	1.81	**0.91**
11	11--8	295.00	0.001967415	0.58	**0.44**
	11--12	150.00	0.001967415	0.30	
12	12--11	150.00	0.001967415	0.30	**0.51**
14	14--12	97	0.001967415	0.19	**1.35**
	14--15	728	0.001967415	1.43	
	14--16	547	0.001967415	1.08	
15	15--14	728	0.001967415	1.43	**0.72**
16	16--14	547	0.001967415	1.08	**2.55**
	16--17	1006	0.001967415	1.98	
	16--18	1042	0.001967415	2.05	
17	17--16	1006	0.001967415	1.98	**0.99**
18	18--16	1042	0.001967415	2.05	**1.03**
19	19--1	1268	0.001967415	2.49	**2.07**
	19--20	410	0.001967415	0.81	
	19--21	427	0.001967415	0.84	
20	20--19	410	0.001967415	0.81	**0.4**
21	21--19	427	0.001967415	0.84	**0.42**
	L	12153		Qp(l/s)	23.91

IV.5.4.Résultats de la simulation hydraulique du réseau à l'horizon actuel :

IV.5.3.1.Vitesses et pertes de charge :

Les résultats des vitesses et pertes de charge sont montrés dans le tableau ci-après :

Tableau IV.2: Valeurs du diamètre et de la vitesse issus de la simulation du réseau à l'état actuel, en cas de pointe

Nœud de départ	Nœud d'arrivée	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Pertes de charge (m)
R-1	J-1	286	130.8	23.91	1.78	5.59
J-1	J-2	1902	130.8	17.9	1.33	21.8
J-1	J-19	1268	130.8	2.89	0.22	0.55
J-2	J-3	429	48.8	0.42	0.23	0.7
J-2	J-4	262	130.8	14.92	1.11	2.16
J-4	J-6	444	130.8	13.31	0.99	2.96
J-4	J-5	469	73.6	0.46	0.11	0.13
J-6	J-7	484	48.8	0.48	0.25	0.97
J-6	J-8	415	130.8	11.51	0.86	2.13
J-8	J-10	921	73.6	0.91	0.21	0.8

Tableau IV.2: Valeurs du diamètre et de la vitesse issus de la simulation du réseau à l'état actuel, en cas de pointe (Suite)

Nœud de départ	Nœud d'arrivée	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Pertes de charge (m)
J-8	J-11	295	130.8	7.85	0.58	0.76
J-8	J-9	582	31	0.57	0.76	14.15
J-14	J-16	547	90	4.57	0.72	3.21
J-14	J-15	728	48.8	0.72	0.38	2.98
J-16	J-18	1042	73.6	1.03	0.24	1.13
J-16	J-17	1006	90	0.99	0.16	0.39
J-19	J-20	410	73.6	0.4	0.09	0.09
J-19	J-21	427	48.8	0.42	0.22	0.69
J-11	J-12	150	90	7.42	1.17	2.11
J-12	J-14	97	90	6.63	1.04	1.12
J-12	J-13	275	31	0.27	0.36	1.78

Interprétation des résultats :

Les résultats obtenus par la simulation hydraulique donnent, pour chaque tronçon du réseau, les vitesses d'écoulement ainsi que les pertes de charge correspondantes. Les valeurs des vitesses sont analysées, à travers le graphique de la figure IV.3 :

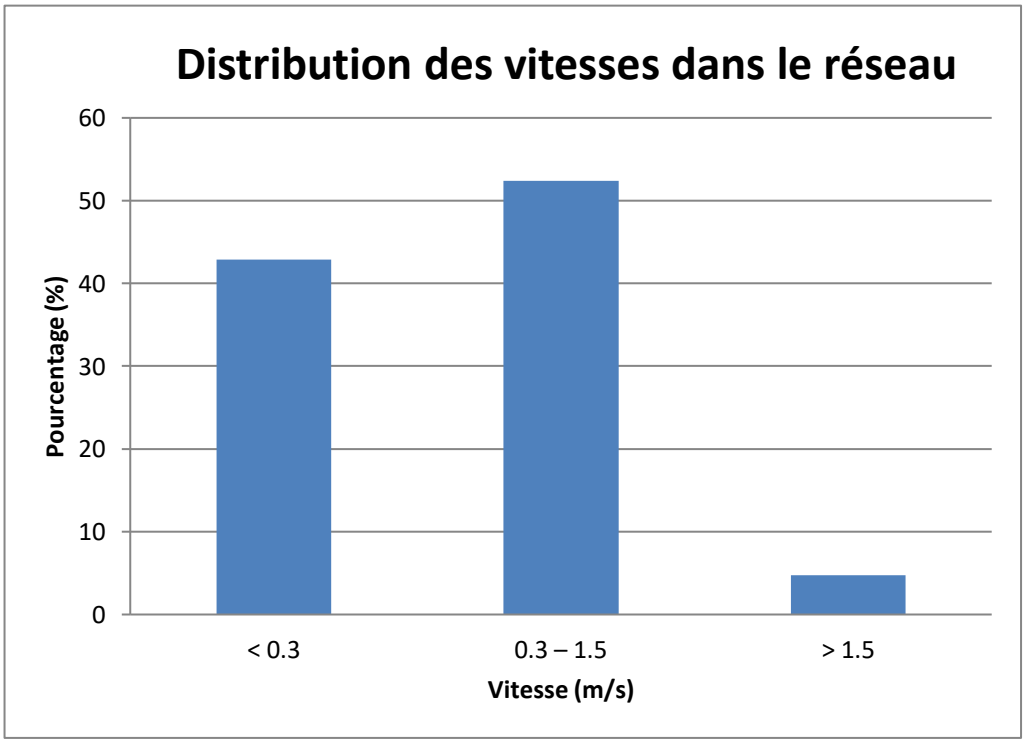


Figure IV.3: Distribution des vitesses dans le réseau cas de pointe (2025)

On remarque que :

- 42.86% des vitesses sont inférieures à 0.3 m/s.
- 52.38% des vitesses sont entre 0.3 et 1.5 m/s.
- 4.76% des vitesses sont supérieures à 1.5 m/s.

IV.5.3.2.Les charges et les pressions :

Les résultats de la simulation des nœuds sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.3: Pression et cote piézométrique pour l'horizon actuel 2025

Nœud	Elévation (m)	Cote piézométrique (m)	Pression (m)
J-1	445.13	479.73	34.6
J-2	286.02	455.02	169
J-3	322	455.1	133.1
J-4	286.04	452.94	166.9
J-5	320	453.5	133.5
J-6	282.91	450.01	167.1
J-7	312.07	449.67	137.6
J-8	275.66	447.76	172.1
J-9	305.65	434.55	128.9
J-10	295.32	447.42	152.1
J-11	267.21	446.81	179.6
J-12	264.44	444.74	180.3
J-13	272.75	443.15	170.4
J-14	266.08	443.68	177.6
J-15	320	441.9	121.9
J-16	260.11	440.31	180.2
J-17	324.31	441.31	117
J-18	275.04	439.54	164.5
J-19	305.56	476.26	170.7
J-20	300.22	476.02	175.8
J-21	314.03	475.73	161.7

Interprétation

L'analyse des résultats obtenus par la simulation hydraulique, pour chaque nœud du réseau, concernant les pressions sont représentés dans le graphique de la figure IV.4 :

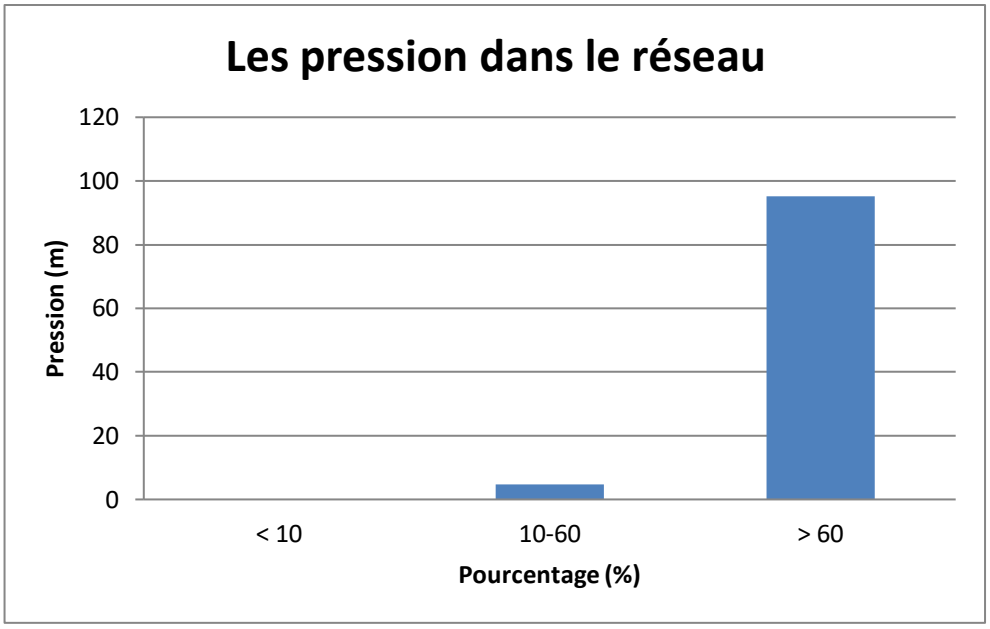


Figure IV.4: Distribution des pressions dans le réseau (actuel 2025)

On remarque que :

- 0% des pressions sont inferieures à 10 m.
- 4.76% des pressions sont entre 10 et 60 m.
- 95.24% des pressions sont supérieures à 60 m.

Observations sur les résultats de la simulation hydraulique :

L'analyse des données issues de la simulation met en évidence plusieurs irrégularités hydrauliques.

En ce qui concerne les pressions, la majorité du réseau présente des valeurs supérieures à 60 mce(95,24 %), ce qui peut engendrer un excès de pression dans certaines zones, susceptible d'accélérer l'usure des conduites, favoriser les fuites, déboitement des accessoires...

À l'inverse, aucun point du réseau ne présente de pression inférieure à 10 mce.

Toutefois, la part des pressions comprises entre 10 et 60 mce restes faibles (4,76 %), ce qui montre un déséquilibre entre les différentes zones du réseau.

Concernant les vitesses d'écoulement, on constate que 42.86 % des conduites présentent des vitesses inférieures à 0,3 m/s, traduisant un surdimensionnement des conduites dans certains tronçons. Ces faibles vitesses peuvent entraîner des phénomènes de stagnation, favorisant les dépôts et la dégradation de la qualité de l'eau.

Par ailleurs, 4,76 % des vitesses dépassent 1,5 m/s, mais cette proportion correspond à une seule conduite dans tout le réseau. Cette valeur (1,78 m/s) reste considérée comme acceptable.

Enfin, 52.38 % du réseau fonctionne avec des vitesses intermédiaires (0,3 à 1,5 m/s), considérées comme acceptables dans un fonctionnement normal.

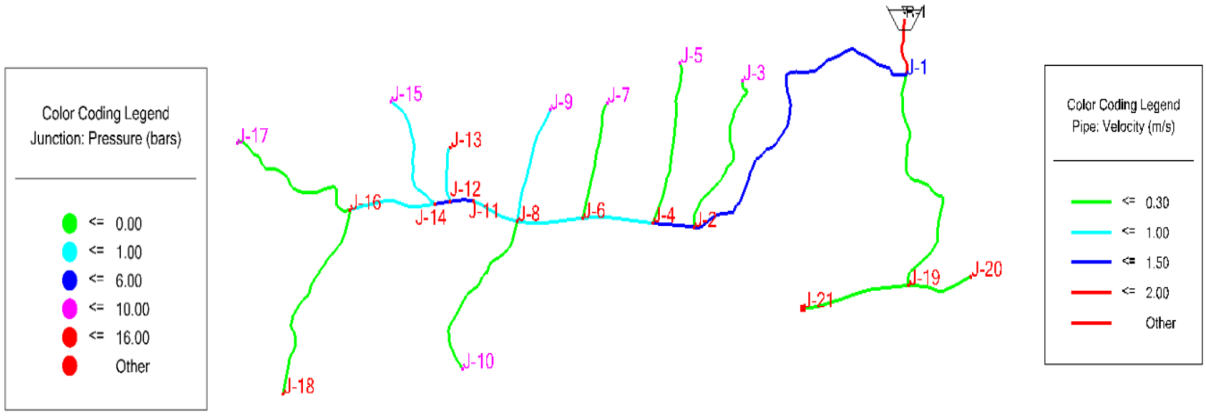


Figure IV.5: Simulation hydraulique en cas de pointe (2025)

IV.6. CONCLUSION :

À l'issue du diagnostic physique du réseau d'alimentation en eau potable de la zone d'étude, il s'avère que le réseau présente plusieurs problèmes, notamment des ruptures et des fuites fréquentes, en plus d'un pompage perturbé et d'un réservoir principal qui ne se remplit pas. En revanche, la structure des bâches d'aspiration ne présente pas de graves altérations.

Par ailleurs, le diagnostic hydraulique révèle des anomalies généralisées en relation avec les valeurs de pressions et de vitesses, susceptibles d'affecter le bon fonctionnement du système hydraulique.

CHAPITRE V:ETUDE DE L'ADDUCTION

V.1.INTRODUCTION :

L'adduction assure le transport de l'eau depuis la source vers les zones de consommation. Son étude prend en compte la topographie du terrain, le mode d'écoulement (gravitaire, refoulement ou mixte) et les équipements nécessaires pour garantir un fonctionnement sûr et continu. Dans ce chapitre, nous présentons le dimensionnement du système d'adduction prévu pour Temloul afin d'assurer un acheminement fiable de l'eau.

V.2.GENERALITE :

V.2.1.Définition d'une adduction :

L'adduction désigne le transport de l'eau depuis la source jusqu'au point d'utilisation. L'adduction d'eau regroupe l'ensemble des procédés permettant d'acheminer l'eau depuis sa source, au moyen de conduites jusqu'aux points d'utilisation.

V.2.2.Type d'adduction :

On peut classer les types d'adduction comme suit :

- Adduction gravitaire : la cote de la source est supérieure à celle de l'ouvrage d'arrivée.
- Adduction par refoulement : la source se trouve à une altitude inférieure à celle du point d'arrivée, nécessitant l'usage de pompes pour assurer le transport de l'eau sous pression.
- Adduction mixte : ce type combine les deux précédents, avec un ouvrage intermédiaire (réservoir tampon ou bâche d'aspiration) où l'eau arrive par gravité ou par refoulement, puis est ensuite refoulée ou envoyée par gravité vers le réservoir final.

Le choix entre ces types dépend principalement de la topographie, de la charge hydraulique disponible, des coûts et des contraintes techniques du site.

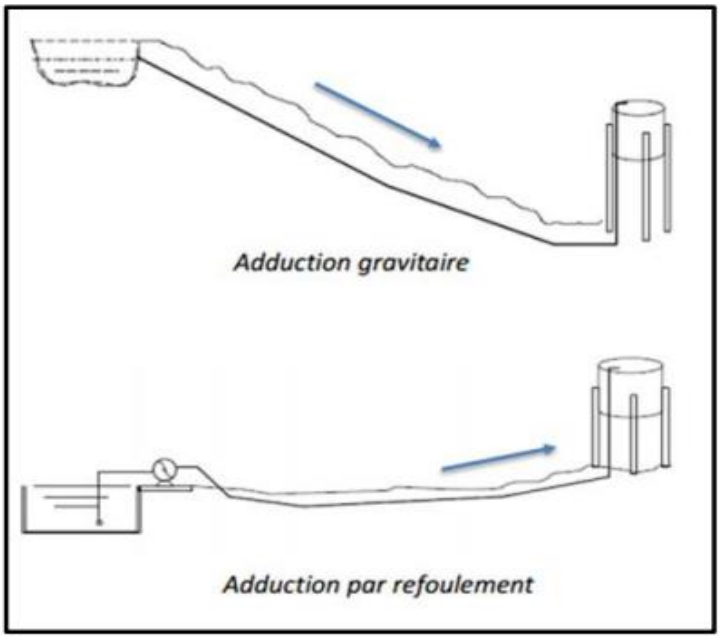


Figure V.1: Schéma pour une adduction gravitaire et par refoulement *(E-learning Msila Dz)*

V.3.PRINCIPE DE TRACE D'UNE ADDUCTION :

- Rechercher le tracé le plus directe que possible avec de longs alignements raccordés par des coudes bien ouverts.
- Tracé aussi court que possible en suivant l'accotement des routes, l'approvisionnement des châteaux et les répartitions seront plus faciles.
- Profil en long aussi régulier que possible.

V.4.PROFIL EN LONG :

- On s'efforce de maintenir la pente de profil au dessus de 0.002m/m.
- Le profil est étudié pour que l'air puisse être évacué facilement et il faut vérifier que la conduite reste constamment pleine ; profil piézométrique au-dessus du profil du terrain.
- Eviter le profil horizontal, on lui substituera un profil comportant des montées lentes de 0.002 à 0.003 m/m et des descentes rapides de 0.004 à 0.006 m/m.

- Aux points hauts, des ventouses sont nécessaires, tandis que des dispositifs de vidanges doivent être prévus aux points bas.

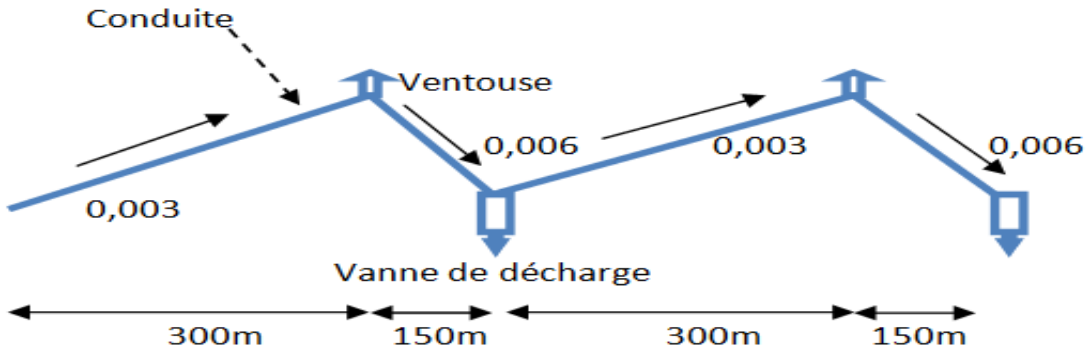


Figure V.2: Schéma explicatif d'un profil en long

V.5. CHOIX DU TYPE DE MATERIAUX DE CANALISATION :

Le choix du matériau pour les canalisations repose à la fois sur des critères techniques tels que le diamètre, la pression de fonctionnement, les conditions de pose et sur des considérations économiques, incluant le coût d'achat et de transport.

Les principaux matériaux utilisés sont :

V.5.1.Fonte ductile :

Ce matériau, issu d'un traitement spécifique au magnésium, présente d'excellentes propriétés mécaniques : à la fois rigide et légèrement élastique, il offre une résistance élevée aux chocs et aux ruptures.

Il supporte bien les variations et les fluctuations de pression. Toutefois, son installation nécessite de nombreuses pièces spécifiques, ce qui en augmente le coût. Malgré cela, sa durabilité justifie cet investissement, bien qu'elle soit peu adaptée aux terrains très irréguliers.

V.5.2.Acier :

L'acier convient particulièrement aux installations soumises à des pressions élevées. Il se distingue par sa capacité à absorber les contraintes mécaniques, ce qui en fait un bon choix pour des terrains instables. En revanche, sa sensibilité à la corrosion, notamment dans les sols agressifs, reste une contrainte majeure.

V.5.3.PRV (Polyester Renforcé de Fibres de Verre) :

Le PRV est un matériau principalement employé en milieu industriel pour le transport de fluides corrosifs dans des conduites apparentes de faibles diamètres. Bien qu'il présente une excellente résistance chimique et une masse réduite, son utilisation reste limitée dans les réseaux d'adduction d'eau potable en raison de plusieurs contraintes tels que la rigidité insuffisante et vulnérabilité des assemblages sous hautes pressions.

V.5.4.PVC (Polychlorure de Vinyle) et PEHD (Polyéthylène Haute Densité)/

Les conduites en plastique, telles que celles en PVC et en PEHD, se caractérisent par leur légèreté, facilitant ainsi leur manutention, découpe, pose et assemblage. Elles présentent également d'excellentes propriétés hydrauliques et une résistance totale à la corrosion.

Cependant, leur résistance mécanique reste limitée comparée à des matériaux plus rigides : le PVC est sensible aux chocs et le PEHD peut subir des déformations sous charge importante.

Dans le cadre de cette étude, le PEHD a été retenu en raison de ses multiples avantages par rapport aux matériaux traditionnels (fonte, acier), notamment :

- Sa disponibilité sur le marché local ;
- Sa capacité à résister à des pressions élevées ;
- Son coût de transport réduit dû à sa légèreté ;
- Sa flexibilité, lui permettant de s'adapter aux mouvements du terrain et aux contraintes topographiques.

V.6.CALCUL HYDRAULIQUE :

Dans notre cas, l'adduction est de type mixte, combinant à la fois un écoulement gravitaire et un refoulement par pompage.

V.6.1.1ère partie : Adduction gravitaire

V.6.1.1. Calcul du diamètre avantageux D_{av} :

Utilisons la formule universelle de Darcy-Weisbach, pour le calcul de la perte de charge à travers l'écoulement dans une conduite :

$$\Delta H_T = \frac{k * l * Q^{\beta}}{D_{av}^{m}}$$

ΔH_T: perte de charge totale (m);

K : coefficient de perte de charge ;

$$Let = Lg + Lev$$

L_{et} : longueur totale de conduite ;

L_g = longueur réelle (géométrique) du conduit ;

L_{ev}= longueur équivalente aux pertes de charge singulières ;

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

Dans le cas des adductions, les pertes de charge singulières sont estimées à 5 à 10% des pertes de charge linéaires.

$$\Delta H_T = \Delta H_l + \Delta H_S$$

$$\Delta HT = 1.1 * \Delta Hl$$

$$Let = 1{,}1 * Lg$$

ΔH_l =Perte de charge linéaire (m).

ΔH_S=Perte de charge singulière (m).

On déduit alors le diamètre calculé de la conduite gravitaire:

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K * Let * Q^{\beta}}{\Delta H_T}}$$

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

Dav:Diamètre avantageux de la conduite(m);

β: Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;

M: Exposant tenant compte du type du matériau.

Tableau V.1:Coefficients et exposants de la perte de charge

Tuyau	K	M	β
Acier et fonte	0,00179-0,001735	5,1-5,3	1,9-2
Plastique	0,001052	4,772	1.77

Source: (Salah, 2014)

Pour notre cas, on prend: K = 0,001052; β = 1.77; m = 4,772

Comme première partie de notre adduction, l'eau est transférée depuis le réservoir de Calibaire (situé à Menaceur), d'une capacité de 3000 m³ et implanté à une cote de radier de 236 m, avec une hauteur de 4 m, vers la première station de pompage (SP1). Cette station est équipée d'une bâche d'aspiration d'un volume de 100 m³, située à une cote de radier de 232 m, et présentant une hauteur d'eau de 3 m. (En utilisant PN6)

An ; Lg= 1912 m alors ; Lt=1.1*Lg= 2103.2m

ΔH_d=C_R-C_{TPb}=236-235=1m

On assimile la charge disponible à la perte de charge ;

$$\boldsymbol{\Delta H_d = \Delta H_T = \frac{k * l * Q^{\beta}}{D_{av}^{m}} = Cr - Cb = 1m}$$

Donc ; D_{av}= $\sqrt[m]{\frac{k*lét*Q^{\beta}}{\Delta H_T}} = \sqrt[4.772]{\frac{0.001052*2103.2*(25.78*10^{-3})^{1.77}}{1}} = 304mm$

Tableau V.2: liste de diamètres normalisés

Dext(mm)	e(mm)	Dint(mm)
315	12.1	290.8
400	15.3	369.4
500	19.1	461.8

Dext : Diamètre extérieur de la conduite (mm)

e : épaisseur de la conduite (mm)

Dint : Diamètre intérieur de la conduite (mm)

Alors d'après le tableau :

$Dint1<D_{calculé}<Dint2 \rightarrow 290.8<304<369.4$

Calcul des longueurs pour chaque diamètre : avec L=L1+L2

$$\Delta H_T = \frac{k*l*Q^{\beta}}{D_{av}^{m}} = \frac{k*l1*Q^{\beta}}{D_2^{m}} + \frac{k*l2*Q^{\beta}}{D_1^{m}} = \frac{0.001052*(l-l2)*(25.78*10^{-3})^{1.77}}{0.3694^{4.772}} + \frac{0.001052*l2*(25.78*10^{-3})^{1.77}}{0.2908^{4.772}}$$

Alors ; L2=1509.95 m et L1=593.25 m ;

Donc on a un linéaire de 1509.95 m de diamètre Dext = 400 mm et un linéaire de 593.25 m de diamètre Dext = 315 mm.

V.6.1.2.Vérification des vitesses :

Q=V*S →V=Q/S; avec $S=\frac{\pi*Dint^2}{4}$

Tableau V.3: Vérification de vitesse

Dext (mm)	Dint (mm)	Q(m^3/s)	S (m^2)	V (m/s)
315	290.8	0.02578	0.066	0.39
400	369.4	0.02578	0.107	0.24

On remarque que la vitesse est faible pour les deux tronçons.

V.6.1.3.Vérification de pression :

En utilisant WaterCad :

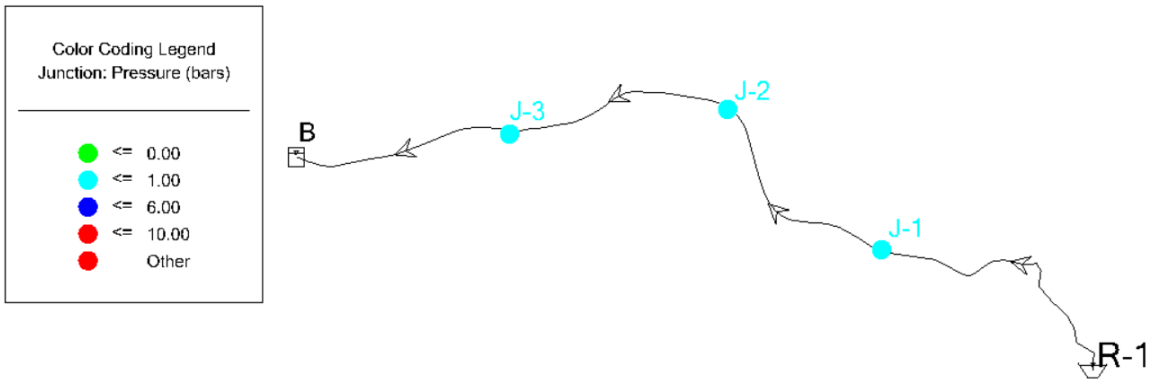


Figure V.3: Simulation hydraulique de la conduite d'adduction gravitaire

Tableau V.4: Les valeurs des pressions

	Elévation (m)	Pression (bars)	Cote piézométrique (m)
Réservoir	236	/	/
J-1	235.1	0.0212	235.31
J-2	234.46	0.0216	234.68
J-3	233.23	0.022	233.45
Bâche d'aspiration	232	0.0204	/

Remarque :

Lors de la simulation hydraulique réalisée sous WaterCAD, on observe que la pression disponible à l'entrée de la bâche est d'environ 0,02 bar. Cette valeur est insuffisante pour assurer convenablement le remplissage de la bâche. Par conséquent, il est nécessaire de modifier son emplacement afin de garantir une alimentation gravitaire adéquate et un fonctionnement fiable.

V.6.1.4.Choix du nouvel emplacement de la bâche :

Suite aux résultats de la simulation hydraulique, qui ont révélé une pression très faible à l'entrée de la bâche, il a été jugé nécessaire de modifier son implantation. Après analyse du tracé et des contraintes topographiques, un nouvel emplacement a été retenu, situé à une cote de terrain de 222 m avec un linéaire de 2007.57 m. Cette position plus favorable permet de bénéficier d'une pression gravitaire suffisante, assurant ainsi un remplissage correct et un fonctionnement fiable de la bâche.

Pour le dimensionnement de la conduite, le nouveau diamètre calculé est de 199 mm. Celui-ci a été normalisé à un diamètre extérieur de 250 mm, correspondant à un diamètre intérieur de 230,8 mm. Les paramètres hydrauliques obtenus sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.5 : Caractéristiques de la nouvelle conduite gravitaire

Dext (mm)	Dint (mm)	Q (m^3/s)	S (m^2)	V (m/s)
250	230.8	0.02578	0.042	0.62

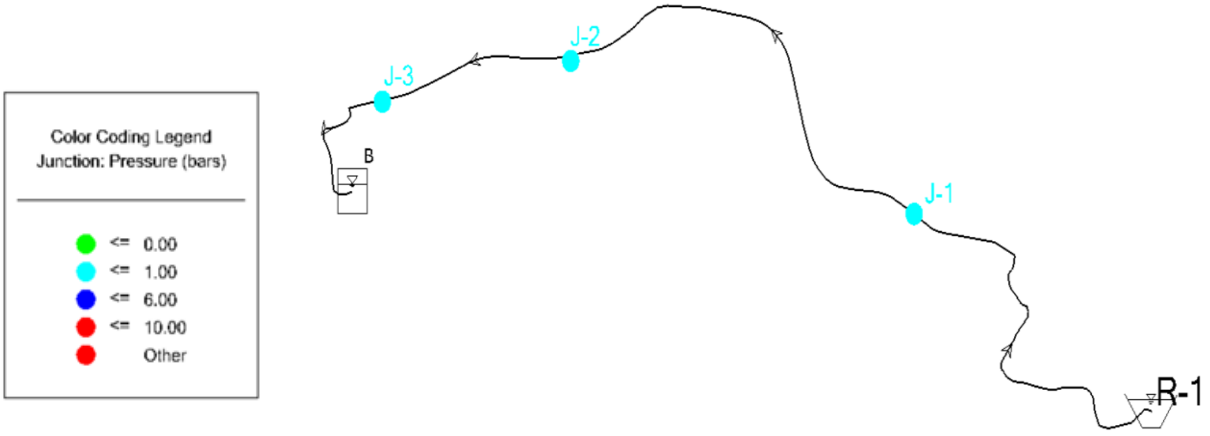


Figure V.4: Simulation hydraulique de la nouvelle conduite d'adduction gravitaire

Tableau V.6: Valeurs des pressions pour la nouvelle conduite gravitaire

	Elévation (m)	Pression (bars)	Cote piézométrique (m)
Réservoir	236	/	/
J-1	233.21	0.2	233.41
J-2	231.75	0.2	231.95
J-3	228	0.5	228.5
Bâche d'aspiration	222	0.7	/

Remarque :

Lors de la simulation hydraulique, la pression disponible à l'entrée de la bâche est d'environ 0,7 bar (7 mCE) pour une cote de terrain de 222 m. Cette valeur est suffisante pour assurer son remplissage gravitaire.

V.6.2. 2ème partie : Adduction par refoulement (SP1- SP2) :

V.6.2.1. Étude technico-économique des conduites de refoulement :

Le dimensionnement des conduites de refoulement s'appuie sur une recherche d'équilibre entre les coûts d'investissement et les frais d'exploitation. L'objectif est de retenir un diamètre permettant de minimiser le coût global du système en phase d'exploitation.

Conduites de refoulement :

Pour atteindre un compromis satisfaisant entre les coûts d'investissement et les coûts d'exploitation, le choix du diamètre de la conduite de refoulement repose sur deux critères :

- Le diamètre choisi doit être capable d'acheminer le plus grand débit en maintenant des vitesses acceptables et des pressions compatibles avec la résistance du matériau de la conduite.

- Les couts liés à l'exploitation et à l'amortissement sont proportionnels aux diamètres de la conduite.

V.6.2.2.Calcul hydraulique :
V.6.2.2.1.Détermination du débit forcé :

Débit équivalent : $Q\acute{e}q = \alpha \frac{\sum Qi}{\sum Ti}$

α : coefficient de majoration (1.04-1.08) ; on prend α=1.04

$Q\acute{e}q = 1.04 * \frac{2227.18}{24} = 96.51$ m^3/h

Débit forcé :

$$Qf = Q\acute{e}q + \frac{Vmaxj + Vn + Vi}{24}$$

Vmaxj : volume maximal demandé au cours de la journée.

Vn : volume nécessaire à l'approvisionnement certaines consommateurs le long de la conduite de refoulement.

Vi : volume d'incendie (80-120m^3)

$Vmax = Qmax.h * T = 155.90\, m3$

Vn=0

Vi=120m^3

Donc ;$Qf = 96.51 + \frac{155.90+0+120}{24} = 108.01$ m³/h = 30 l/s

Vérification : $1.1 < \frac{Qf}{Q\acute{e}q} = \frac{108.01}{96.51} = 1.12 < 1.2$ ➔ c'est vérifiée.

V.6.2.2.2.Calcul des diamètres économiques des conduites de refoulement :

Pour une première étape, nous proposons une série de diamètres, en conformité avec le type de matériau de conduites choisi, ce qui va nous permettre d'établir la courbe d'optimisation. Cette dernière est obtenue grâce à l'étude technico-économique.

Méthode technico-économique

Elle se base sur l'évaluation des coûts d'investissement et les frais d'exploitation, en suivant les étapes ci-dessous **:**

V.6.2.2.3.Calcul des pertes de charge linéaires :

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

- Diamètre D de la conduite en (m) ;
- Débit Q en (m3/s)
- La rugosité de la conduite Ɛ exprimée en (mm) ;

- La longueur du tronçon L en (m).

La formule de DARCY-WEISBACH :

$\Delta H_L = J * L = \frac{\lambda * L * V^2}{D * 2g} = 8\lambda \frac{L}{\pi^2 g} \frac{Q^2}{D^5}$

Avec ;

V : vitesse moyenne d'écoulement en (m/s)

ΔH_L : pertes de charge linéaires en (m)

J : gradient hydraulique en (m/m)

Le coefficient λ est obtenu par :

La formule de NIKURADSE :

$\lambda = [1{,}14 - 0{,}86 \ln(\varepsilon / D)]^{-2}$

λ : Coefficient de frottement adimensionnel qui dépend du régime d'écoulement ;

Ɛ : La rugosité de la conduite (mm) ;

- 0.5mm pour la fonte ductile
- 0.01mm pour le PEHD

D : Diamètre de la conduite en (m) ;

La formule COLEBROOK :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2\log\left(\frac{\varepsilon}{3.7D} + \frac{2.51}{Re\sqrt{\lambda}}\right)$$

Avec ;

λ : Coefficient de frottement adimensionnel qui dépend du régime d'écoulement ;

V : Vitesse de l'écoulement dans la conduite (m/s)

D : Diamètre de la conduite (m)

Détermination du nombre de Reynolds :

C'est une valeur adimensionnelle qui nous renseigne sur la nature du régime d'écoulement. Elle est donnée par le rapport des forces d'inertie sur les forces de viscosité :

$$Re = \frac{V * D}{\vartheta}$$

Où :

ϑ : La viscosité cinématique du liquide = 10^{-6} m^2/s, à 20 °C ou bien en utilisant la formule de STOCKS suivante :

$$\vartheta = \frac{0.0178}{(1 + 0.0337 * t + 0.000221 * t2}$$

Avec ;

t : la température de l'eau en °C

En fonction du nombre de Reynolds nous avons la classification suivante :

R<2100 : le régime est laminaire stable

2100<Re<4000 : le régime est transitoire

Re>4000 : le régime est turbulent

V.6.2.2.4.Estimation des pertes de charge singulières :

Les pertes de charges singulières sont occasionnées par les vannes, robinets, ventouses, changement de direction, ou de section (rétrécissement, élargissement de la conduite)…etc. les pertes de charge singulières sont estimées, en pratique, à 5 à 10% des pertes de charge linéaires :

V.6.2.2.5.Pertes de charge totales :

La perte de charge totale est donnée comme suit :

$\Delta HT = \Delta HL + \Delta Hs = (1{,}1\text{-}1.05) \times \Delta H_L$

Avec ;

ΔHT : Perte de charge totale en (m)

ΔHs : Perte de charge singulière en (m)

ΔH_L : Perte de charge linéaire en (m)

V.6.2.2.6.Hauteur manométrique totale HMT :

$$HMT = Hg + \Delta Ha + \Delta Hr = Hg + \Delta Ht$$

Avec :

Hg : La hauteur géométrique (m) ;

ΔHt : Perte de charge totale (m) ;

ΔHa : Perte de charge à l'aspiration (m) ;

ΔHr : Perte de charge au refoulement (m) ;

V.6.2.2.7.Critères de choix de matériau :

- Type de sol (agressivité).
- Qualité de l'eau à refouler.
- Flexibilité.
- Disponibilité sur le marché.
- Résistance à la pression.

- Prix de ml de conduite.

Donc, On a choisi le PEHD

Calcul des pertes de charge :

$\Delta H = \Delta Hasp + \Delta Href = \Delta Hasp_{lin} + \Delta Hasp\ sing + \Delta Href\ lin + \Delta Href\ sing$

Avec $\Delta Hsing = (5 - 10\%)\Delta Hlin$

$\Delta H_{lin} = \lambda \frac{L}{D} \frac{V^2}{2g} = \lambda \frac{L}{D} \frac{16Q^2}{\pi^2 2gD^4} = 8\lambda \frac{L}{D^5} \frac{Q^2}{g\pi^2}$

$\lambda = [1{,}14 - 0{,}86 \ln(\varepsilon/D)]^{-2}$; ε: rugosité du matériau de la conduite (On prend 0.01mm pour le PEHD).

Considérons un diamètre approximatif de DN250, et estimons la perte de charge totale à :

$\Delta Ht = 8\ m$

Calcul de la hauteur manométrique HMT:

HMT = Hg + ΔH

Hg = Ctp - Crb

Hg = 313-222 = 91 m

En ajoutant une pression d'exhaure de 1, nous obtenons :

HMT = 91 + 8 + 1

➔ HMT = 100 m

V.6.2.2.8. Détermination du diamètre de la conduite de refoulement (diamètre économique):

Ce diamètre prend en compte les frais d'investissement qui croissent avec le diamètre, et les frais d'exploitation qui, au contraire, diminuent lorsque le diamètre augmente.

Donc, l'objectif est de choisir un diamètre permettant de minimiser le coût global du système.

Coût d'investissement : tenant compte de l'amortissement.

Frais d'amortissement :

$\boldsymbol{F_{Am}} = A \times P_{um} \times L_{ref}$

$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i = 0.089$

Nous proposons une série de diamètre et nous effectuons les calculs.

Avec :

A : coefficient d'amortissement.

i : Annuité (valeur arrêtée par les autorités concernées) i = 0.08.

n : Durée de projection du réseau d'adduction ; On prend : n = 30 ans.

P_{um} : Prix de ml de la conduite.

L_{ref} : Longueur de la conduite de refoulement.

Tableau V.7: Coût d'investissement

DN(mm)	e(mm)	Dint(mm)	A	Lref(m)	Pum(DA)	Fam(DA)	FinvT(DA)
110	10	90	0.089	3531	730	229409.1	2807039
125	11.4	102.2	0.089	3531	944	296660.5	3629925
160	14.6	130.8	0.089	3531	1544	485215.9	5937080
200	18.2	163.6	0.089	3531	2406	756107.2	9251693
250	22.7	204.6	0.089	3531	3745	1176900	14400495
315	28.6	257.8	0.089	3531	5965	1874555	22936970
400	36.3	327.4	0.089	3531	9614	3021286	36968320
500	29.7	440.6	0.089	3531	15025	4721741	57775016
630	57.2	515.6	0.089	3531	23845	7493506	91690201

Coût d'exploitation :

$F_{exp} = E \times P_u$ (DA) E = P×T (KWh).

Avec

Pu : Prix de KWh ; Pu = 4.68 DA(*Global Petrol Prices* 2024)

E : Nombre de KWh consommé en une année pour une période de pompage de 20h/j.

T : Le temps de consommation en une année T= 20*365 = 7300 h/année.

P : Puissance absorbé (KW) avec :

$$P = \frac{Pu}{\eta sp} = \frac{\rho \times g \times Q \times H}{\eta sp}$$

ρ : La masse volumique de l'eau (1000kg/m^3)

Pu : Puissance utile (kW)

ηsp = ηacc ×ηtr ×ηm ×ηp (%).

ηacc : Rendement d'accouplement =1

ηtr: Rendement de transmission = 0,98

ηp : Rendement de la pompe (d'après Caprari) = 75.4%

ηm : Rendement du moteur électrique (d'après Caprari) = 85.45%

- $V = \lambda \frac{4Q}{\pi D^2}$

- $\Delta Ht = (1.05 \div 1.1)\lambda \frac{L}{D}\frac{V^2}{2g}$
- $H = H_g + \Delta H$

Tableau V.8: Calcul des Hmt

DN(mm)	Dint(mm)	λ	Hg(m)	Lref(m)	V (m/s)	Δhlin (m)	ΔHt (m)	H (m)
110	90	0.0124	91	3531	4.72	552.63	580.26	671.26
125	102.2	0.0121	91	3531	3.66	285.68	299.96	390.96
160	130.8	0.0116	91	3531	2.23	79.44	83.41	174.41
200	163.6	0.0111	91	3531	1.43	24.91	26.15	117.15
250	204.6	0.0107	91	3531	0.91	7.82	8.21	99.21
315	257.8	0.0103	91	3531	0.57	2.36	2.48	93.48
400	327.4	0.0098	91	3531	0.36	0.69	0.72	91.72
500	440.6	0.0094	91	3531	0.2	0.15	0.16	91.16
630	515.6	0.0091	91	3531	0.14	0.07	0.07	91.07

Tableau V.9: Frais d'exploitation

DN(mm)	Dint(mm)	Pu(kw)	Pabs(kw)	E(KWh)	Fexp(DA)
110	90	197.55	313.58	2289108	10713024
125	102.2	115.06	182.63	1333227	6239500
160	130.8	51.33	81.47	594759.1	2783473
200	163.6	34.48	54.73	399510.2	1869708
250	204.6	29.2	46.35	338329.2	1583380
315	257.8	27.51	43.67	318789.5	1491935
400	327.4	26.99	42.85	312782.4	1463822
500	440.6	26.83	42.58	310853	1454792
630	515.6	26.8	42.54	310558.3	1453413

Tableau V.10 : Bilan calcul du cout total

DN(mm)	Dint(mm)	Fexp(DA)	Finv(DA)	FT(DA)
110	90	10713024	2807039	13520063
125	102.2	6239500	3629925	9869425
160	130.8	2783473	5937080	8720552
200	163.6	1869708	9251693	11121401
250	204.6	1583380	14400495	15983875
315	257.8	1491935	22936970	24428905
400	327.4	1463822	36968320	38432142
500	440.6	1454792	57775016	59229809
630	515.6	1453413	91690201	93143614

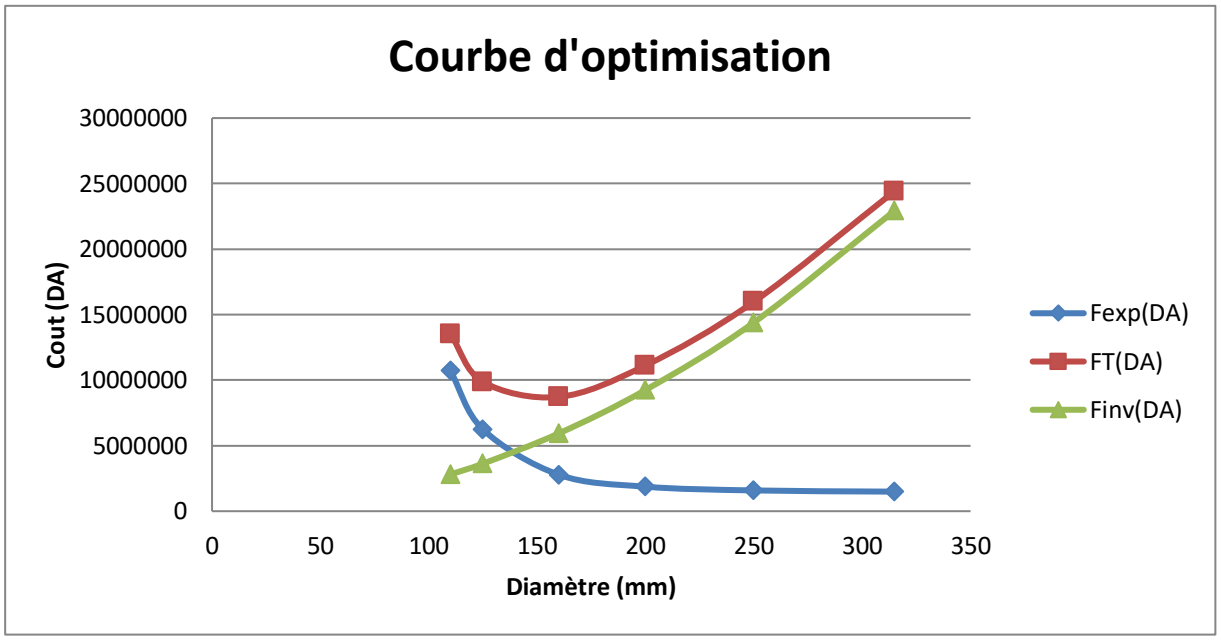


Figure V.5: Courbe d'optimisation pour la SP1

Alors le diamètre économique est où on a la plus basse valeur dans la courbe d'optimisation ;

Déc= 160mm alors Drint= 130.8mm.

Il faut vérifier si la vitesse est admissible (1 m/s ≤ Vr ≤3 m/s).

pour Déc on a :

$Vr = \frac{4*Q}{\pi*Da^2} = \frac{4*30*10^{-3}}{\pi*0.1308^2} = 2.23\ m/s$;

Alors la vitesse est vérifiée.

Pour ce diamètre, les pertes de charges sont élevées, alors on va prendre D = 200 mm (Dint = 163.6mm) et la vitesse sera V = 1.43 m/s

Le dimensionnement final retenu est le DN200 (vitesse : 1,43 m/s ; pression : PN16). Cette configuration offre un équilibre économique et technique en préservant 3 280 m de conduite existante, tout en projetant 251 m de conduite pour les extensions nécessaires.

En suivant les mêmes étapes précédentes :

V.6.3.3ème partie : Adduction par refoulement (SP1-SP2) :

V.6.3.1.Le diamètre approximatif :

Considérons un diamètre approximatif de DN250, et estimons la perte de charge totale à :

$\Delta Ht = 7m$

V.6.3.2.Calcul du HMT:

Hg = Ctp - Crb

Hg = 497 - 310 = 187m

HMT = 195 m

V.6.3.3.Calcul du diamètre de la conduite de refoulement (diamètre économique):

Coût d'investissement :

Tableau V.11: Coût d'investissement

DN(mm)	e(mm)	Dint(mm)	A	Lref(m)	Pum(DA)	Fam(DA)	FinvT(DA)
110	15.1	79.8	0.089	1682.29	1030	154215.5	1886974
125	17.1	90.8	0.089	1682.29	1350	202127.1	2473219
160	21.9	116.2	0.089	1682.29	2190	327895.1	4012110
200	27.4	145.2	0.089	1682.29	3370	504569.2	6173887
250	34.2	181.6	0.089	1682.29	5220	781558.3	9563112
315	43.1	228.8	0.089	1682.29	8450	1265166	15480517
400	54.7	290.6	0.089	1682.29	14160	2120089	25941316

Coût d'exploitation :

ηp : Rendement de la pompe (d'après Caprari) = 77.3%

ηm : Rendement du moteur électrique (d'après Caprari) = 89.89%

Tableau V.12: Calcul des Hmt

DN(mm)	Dint(mm)	λ	Hg(m)	Lref(m)	V(m/s)	Δhlin	ΔH	H
110	79.8	0.0127	187	1682.29	6	491.71	540.89	727.89
125	90.8	0.0124	187	1682.29	4.63	251.47	276.62	463.62
160	116.2	0.0118	187	1682.29	2.83	69.92	76.91	263.91
200	145.2	0.0114	187	1682.29	1.81	22.02	24.23	211.23
250	181.6	0.0109	187	1682.29	1.16	6.91	7.6	194.6
315	228.8	0.0105	187	1682.29	0.73	2.09	2.3	189.3

Tableau V.12: Calcul des Hmt (Suite)

DN(mm)	Dint(mm)	λ	Hg(m)	Lref(m)	V(m/s)	Δhlin	ΔH	H
400	290.6	0.01	187	1682.29	0.45	0.61	0.67	187.67

Tableau V.13: Frais d'exploitation

DN(mm)	Dint(mm)	Pu(kw)	Pabs(kw)	E(KWh)	Fexp(DA)
110	79.8	214.22	315.02	2299680	10762501
125	90.8	136.44	200.65	1464751	6855034
160	116.2	77.67	114.22	833802.8	3902197
200	145.2	62.16	91.42	667344.4	3123172
250	181.6	57.27	84.22	614823	2877371
315	228.8	55.71	81.93	598067.5	2798956
400	290.6	55.23	81.22	592914.3	2774839

Tableau V.14: Bilan calcul du cout total

DN(mm)	Dint(mm)	Fexp(DA)	FinvT(DA)	FT(DA)
110	79.8	10762501	1886974	12649475
125	90.8	6855034	2473219	9328252
160	116.2	3902197	4012110	7914308
200	145.2	3123172	6173887	9297059
250	181.6	2877371	9563112	12440484
315	228.8	2798956	15480517	18279473
400	290.6	2774839	25941316	28716154

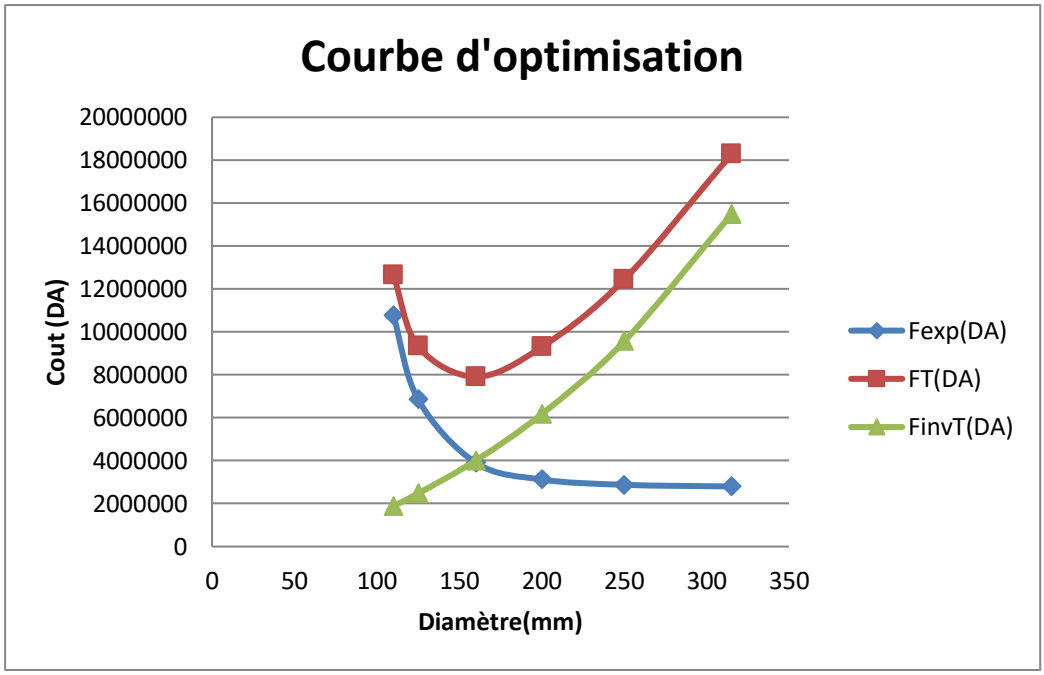


Figure V.6: Courbe d'optimisation pour la SP2

Alors le diamètre économique est où on a la plus basse valeur dans la courbe d'optimisation ;

Déc= 160 mm ; Drint= 116.2 mm.

Il faut vérifier si la vitesse est admissible (1 m/s ≤ Vr ≤3 m/s). Alors pour Déc on a :

$Vr = \frac{4*Q}{\pi*Da^2} = \frac{4*30*10^{-3}}{\pi*0.1162^2} = 2.83\ m/s$; Alors la vitesse est vérifiée.

Pour ce diamètre, les pertes de charges sont élevées, alors on va prendre D = 200 mm

(Dint = 145.2mm) et la vitesse sera V = 1.81 m/s (la vitesse est acceptable) avec PN25. Compte tenu des exigences de pression, la conduite retenue présente une pression nominale PN25 (l'existante est de PN20) afin de garantir la durabilité et l'efficacité du réseau.

V.7.CONCLUSION :

L'étude réalisée a abouti à l'élaboration d'un système d'adduction mixte (gravitaire-refoulement), en fonction du terrain et des exigences du site. On a opté pour le PEHD PN16 et PEHD PN25 en tant que matériaux pour les conduites, car il assure un équilibre satisfaisant entre performance hydraulique, durabilité et facilité d'installation. Ce système garantit une fourniture d'énergie stable tout en réduisant les pertes de charge et le coût global du projet.

CHAPITRE VI: ETUDE DE POMPAGE

VI.1.INTRODUCTION :

Les stations de pompage sont l'une des infrastructures essentielles dans les systèmes hydrauliques, permettant de transporter l'eau vers des points situés à des altitudes plus élevées, lorsque l'écoulement gravitaire n'est pas possible.

La zone ciblée par le présent projet, présentant une topographie diversifiée implique une partie importante d'adduction par refoulement dont l'étude du pompage fait l'objectif de ce chapitre qui consiste à sélectionner des pompes adaptées capables de refouler le débit nécessaire à la hauteur d'élévation imposée par le système.

VI.2.SELECTION DES POMPES ET LEURS MOTEURS D'ENTRAINEMENT :

VI.2.1.Critères de choix du nombre de pompage :

- Nombre minimal de pompes.
- Meilleur rendement.
- Vitesse de rotation élevée.
- Puissance absorbée minimale.
- (NPSH) r minimale.

VI.2.2.Choix du type de pompes :

- Assure Q et HMT.
- Nombre minimal de pompes.
- Meilleur rendement.
- Vitesse de rotation élevée.
- Puissance absorbée minimale.
- (NPSH) r minimale.
- Encombrement réduit pour répondre à une construction économique du bâtiment.

VI.3.COUPLAGE DES POMPES :

Il existe deux types de couplage :

VI.3.1.Couplage en série:

On utilise ce type de couplage lorsqu'il faut surmonter une importante différence d'altitude. Dans ce type de montage, le débit refoulé reste identique pour chaque pompe, tandis que la hauteur d'élévation totale correspond à la somme des hauteurs produites par chaque pompe.

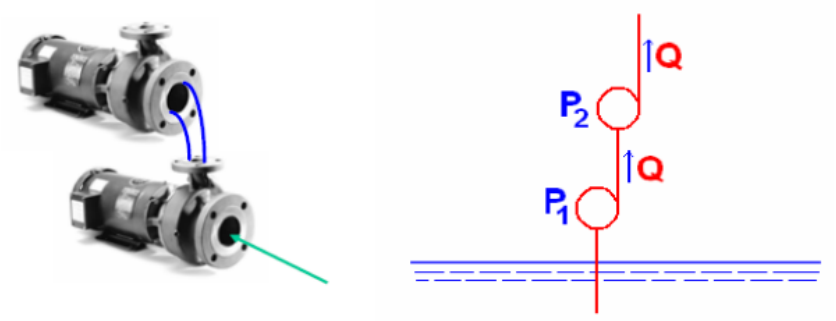


Figure VI.1: Couplage de deux pompes en série*(univ-biskra.dz 2022)*

VI.3.2.Couplage en parallèle:

Le couplage en parallèle est utilisé lorsqu'il est essentiel d'augmenter le débit refoulé. Dans ce cas, chaque pompe refoule l'eau dans une conduite individuelle qui rejoint une conduite générale. La HMT reste identique, et le débit total correspond à la somme des débits refoulés par chaque pompe.

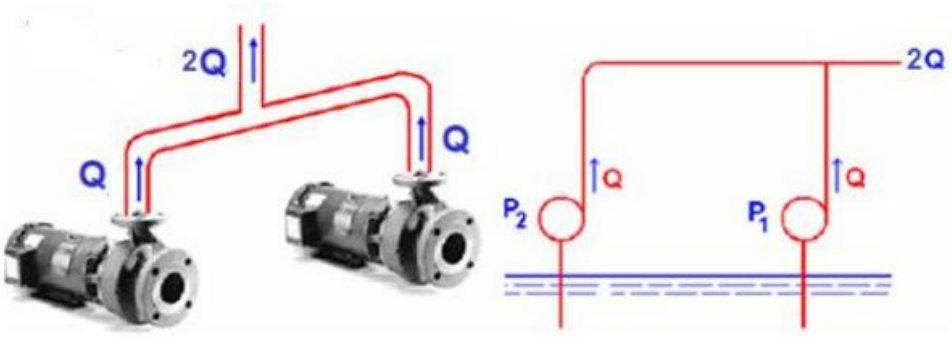


Figure VI.2:Couplage de deux pompes en parallèle*(univ-biskra.dz 2022)*

VI.4.ETUDE DE POMPAGE :

VI.4.1.SP1 :

VI.4.1.2.Choix du nombre des pompes :

Paramètres du pompage :

Débit à pomper :

Q = 30 l/s

Hauteur manométrique totale ‘Hmt’ :

$$H_{mt} = H_g + \Delta H$$

Sachant que :

Hg est la hauteur géométrique, elle est donnée par :

$$H_g = C_r - C_a$$

AN :

$$H_g = 313 - 222$$

$$H_g = 91 \text{ m}$$

En première approximation, nous estimons les pertes de charge ΔH à 8 m.

Moyennant le logiciel de sélection « Caprari » on va déterminer le type, les caractéristiques, ainsi que le nombre des pompes nécessaires pour notre station de pompage; voir le tableau ci-après :

Tableau VI.1: Caractéristiques des pompes pour différentes variantes

N°p	Q (l/s)	H(m)	Qp(l/s)	Hp(m)	N (tr/min)	Pabs(Kw)	NPSHr(m)	Rend(%)	nombre d'étage
1	30	100	30.5	101	2950	40.1	3.44	76.5	1
2	15	100	15.3	101	1450	20.7	1.9	74.8	7
3	10	100	11	102	1450	15.2	1.45	72.8	8

En réponse aux critères de choix du nombre et du type de pompes, nous optons pour la variante d'une pompe en plus d'une autre identique de secours.

Descriptive du produit :

PM 100/ 2 D

- Centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal

- Roues, diffuseurs et corps d'aspiration : en fonte

- Corps de refoulement et corps d'étage : en fonte (PMS: en fonte sphéroïdale)

- Corps de refoulement avec pieds de support et orifice de refoulement tourné vers le haut ; corps d'aspiration à bouche orientable

- Arbre en acier inoxydable entièrement protégé par une douille en acier inoxydable. Double palier

- Roulements à billes largement dimensionnés pour supporter les charges radiales et axiales dans les deux sens

- Garniture : à tresse, réglable à faible coefficient de frottement

- Hauteur d'arbre normalisée (UNI 2946)

Données techniques / Caractéristiques

Raccord d'aspiration : DN125

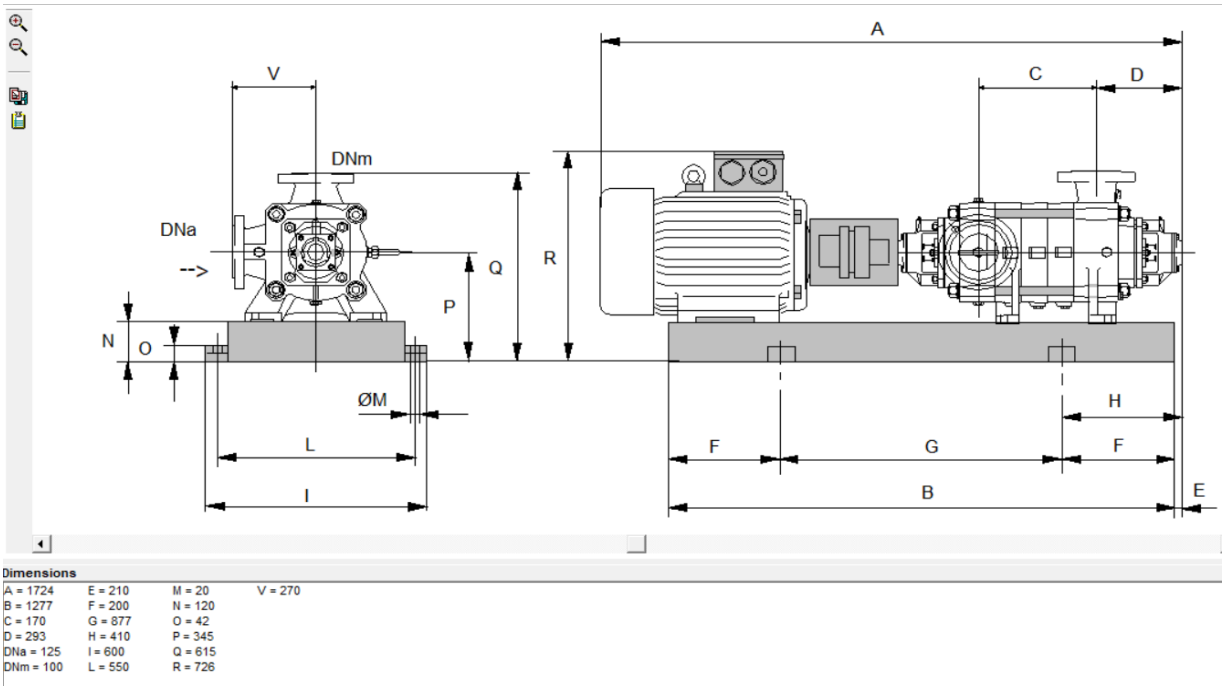


Figure VI.3: Schéma d'encombrement pompe-moteur

VI.4.1.2.Courbes caractéristique de la pompe :

Pour chaque modèle de pompe, en fonction d'une vitesse de rotation et d'un diamètre de roue définis, on identifie plusieurs courbes caractéristiques importantes :

- la courbe de hauteur manométrique en fonction du débit [H−Q]
- la courbe de puissance absorbée selon le débit [Pabs−Q]
- le rendement en fonction du débit [η−Q]
- et enfin, la courbe de la hauteur à l'aspiration nette positive requise [(NPSH)r−Q]

Les courbes correspondant au type de pompe choisi sont illustrées dans la figure ci-après :

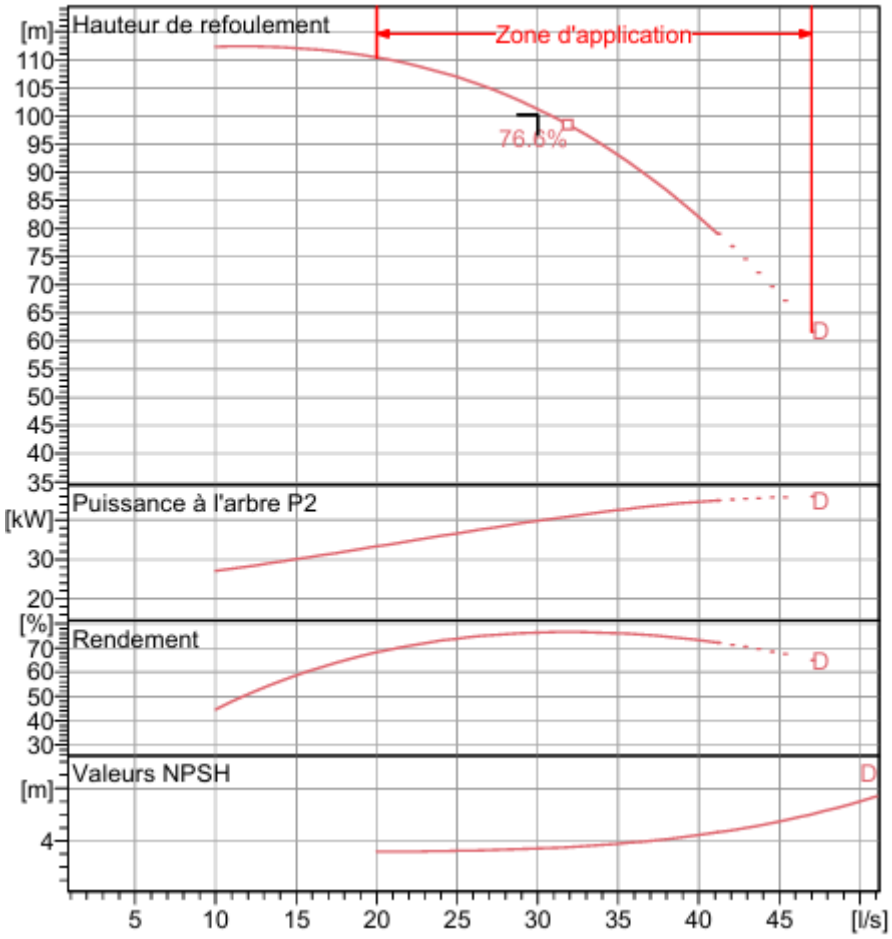


Figure VI.4: Courbes caractéristiques de la pompe sélectionnée

VI.4.1.3.Etude de fonctionnement de la pompe :

Traçons la courbe caractéristique de pompage Hp et celle de la conduite de refoulement Hc en fonction du débit Q.

Hc = Hg + ΔH

Avec :

- $\Delta Hlin = RQ^2 = 8\lambda \frac{L}{\pi^2 g} \frac{Q^2}{D^5}$

Et

$$\lambda = [1{,}14 - 0{,}86 \ln (0.01/163.6)]^{-2} \rightarrow \lambda = 0.0111$$

ΔH=1.1ΔHlin

- R : c'est la résistance de la conduite ;

$$R = \frac{8\lambda L}{\pi^2 g D^5} = \frac{8 * 0.0111 * 3531}{\pi^2 * 9.81 * 0.1636^5} = 27632.83\ m^{-5}.s^2$$

g : l'accélération de la pesanteur (9.81m^2/s)

Tableau VI.2: Caractéristiques de la conduite de refoulement et de la pompe

Q (l/s)	Hg (m)	R	Q (m3/s)	ΔH (m)	Hc (m)	Hp (m)
0	91	27632.83	0	0	91	110
5	91	27632.83	0.005	0.725362	91.72536	112
10	91	27632.83	0.01	2.901447	93.90145	112
15	91	27632.83	0.015	6.528256	97.52826	112
20	91	27632.83	0.02	11.60579	102.6058	110
25	91	27632.83	0.025	18.13404	109.134	107
30	91	27632.83	0.03	26.11302	117.113	101
40	91	27632.83	0.04	46.42315	137.4232	82.1
47	91	27632.83	0.047	64.09297	155.093	61.7

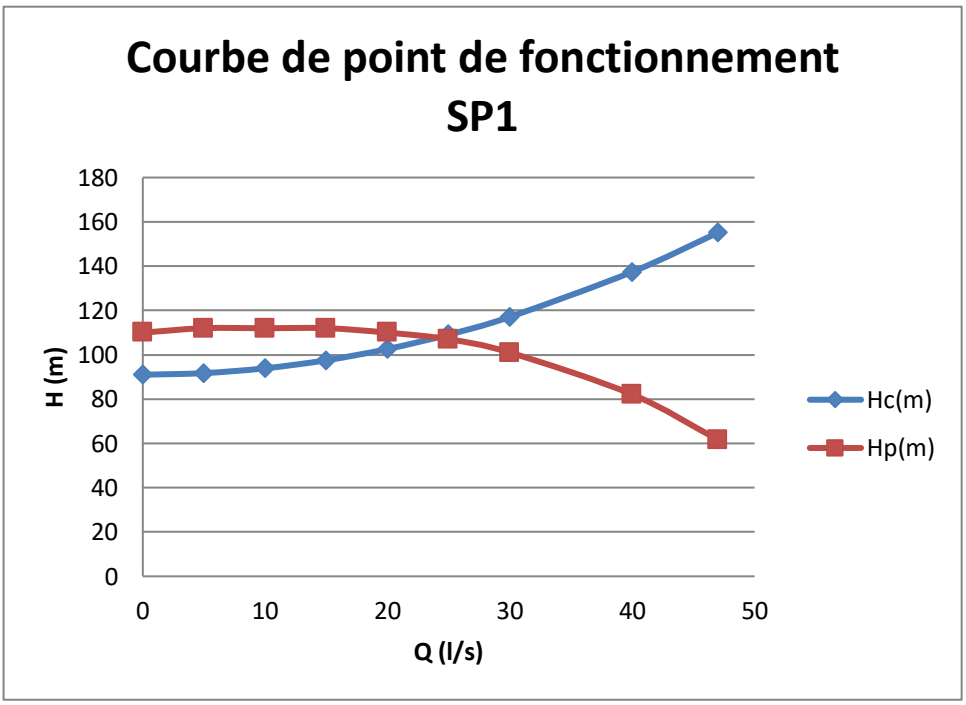


Figure VI.5: Courbe de point de fonctionnement

D'après le graphe, le point de fonctionnement est :

De coordonnées (Qpf = 24 l/s ;Hpf = 108 m)

Plage de fonctionnement : Qapp est en dehors de l'intervalle de bon fonctionnement de la pompe

VI.4.1.4.Adaptation de la pompe aux conditions exigées de fonctionnement :

Le débit du point de fonctionnement est inférieur au débit demandé par le réseau.

En réponse à ce problème, nous allons changer la vitesse de rotation pour adapter notre pompe aux conditions de fonctionnement exigées :

On a:

$$\frac{Happ}{H} = \left(\frac{Qapp}{Q}\right)^2 \rightarrow H = \frac{Happ}{Qapp^2} * Q^2$$

On pose : $a = \frac{Happ}{Qapp^2}$

Donc : $H = aQ^2$ (équation de la courbe de proportionnalité).

On trace cette courbe ; voir le tableau suivant :

Tableau VI.3: Caractéristiques de la conduite de refoulement, la pompe et la nouvelle hauteur

Q (l/s)	Hg(m)	R	Q (m3/s)	$\Delta H=1.05*RQ^2$	Hc(m)	Hp(m)	a	H(m)
0	91	27632.83	0	0	91	110	0.130	0
5	91	27632.83	0.005	0.73	91.73	112	0.130	3.25
10	91	27632.83	0.01	2.90	93.90	112	0.130	13.00
15	91	27632.83	0.015	6.53	97.53	112	0.130	29.25
20	91	27632.83	0.02	11.61	102.61	110	0.130	52.00
25	91	27632.83	0.025	18.13	109.13	107	0.130	81.25
30	91	27632.83	0.03	26.11	117.11	101	0.130	117.00
40	91	27632.83	0.04	46.42	137.42	82.1	0.130	208.00
47	91	27632.83	0.047	64.09	155.09	61.7	0.130	287.17

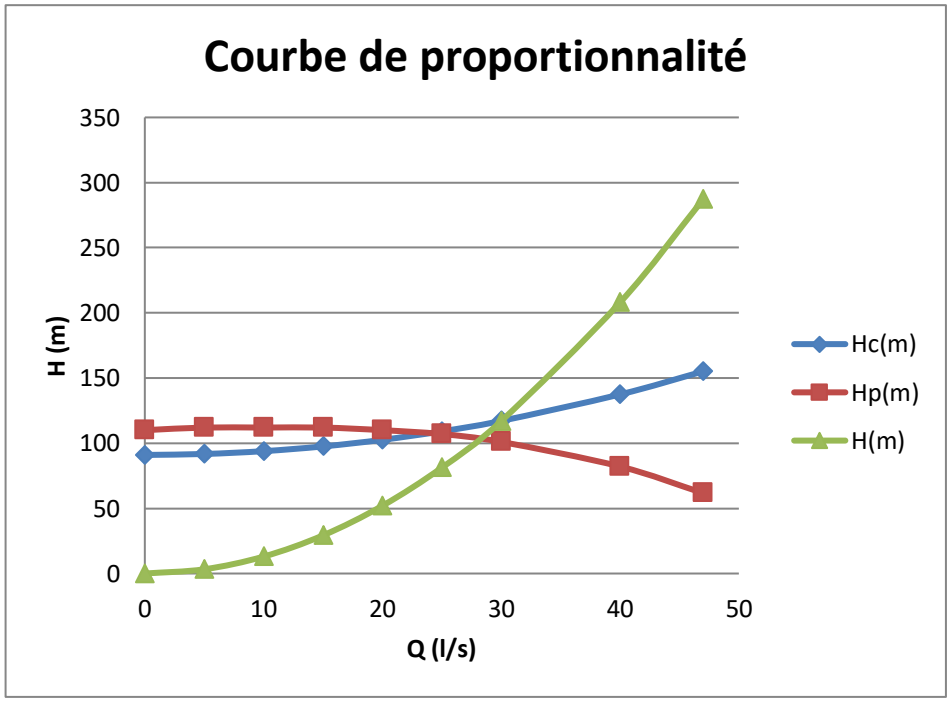


Figure VI.6: Courbe de proportionnalité

D'après le graphe : le point similaire à celui demandé est de coordonnées :

(Q = 29.2 l/s ; H = 102 m)

Donc la nouvelle vitesse de rotation sera :

$$N' = N\sqrt{\frac{Happ}{H}} = 2950\sqrt{\frac{117}{102}} = 3160\ tr/min$$

Les frais d'exploitation pour ce mode de réglage :

Tableau VI.4: Les frais d'exploitation pour ce mode de réglage

Solution	Rend(%)	Pabs(KW)	E(KWh)	Fexp(DA)
Modification de la vitesse de rotation	76	49.29	359817	1683943.56

VI.4.2.SP2 :

VI.4.2.1.Choix du nombre des pompes:

Les caractéristiques des différentes variantes choisies sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau VI.5: Caractéristiques des pompes pour différentes variantes

N°p	Q (l/s)	H(m)	Qp(l/s)	Hp(m)	N (tr/min)	Pabs(Kw)	NPSHr(m)	Rend(%)	nombre d'étage
1	30	195	32.5	196	2950	80.9	3.57	77.3	3
2	15	195	17.7	198	1450	45.4	1.91	75.9	11
3	10	195	14	203	2950	38.3	3.18	72.7	6

A partir des données du tableau ci- avant, nous optons pour une seule pompe avec une identique de secours.

Descriptive du produit :

PM 100/ 3 B

- Centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal

- Roues, diffuseurs et corps d'aspiration : en fonte

- Corps de refoulement et corps d'étage : en fonte (PMS: en fonte sphéroïdale)

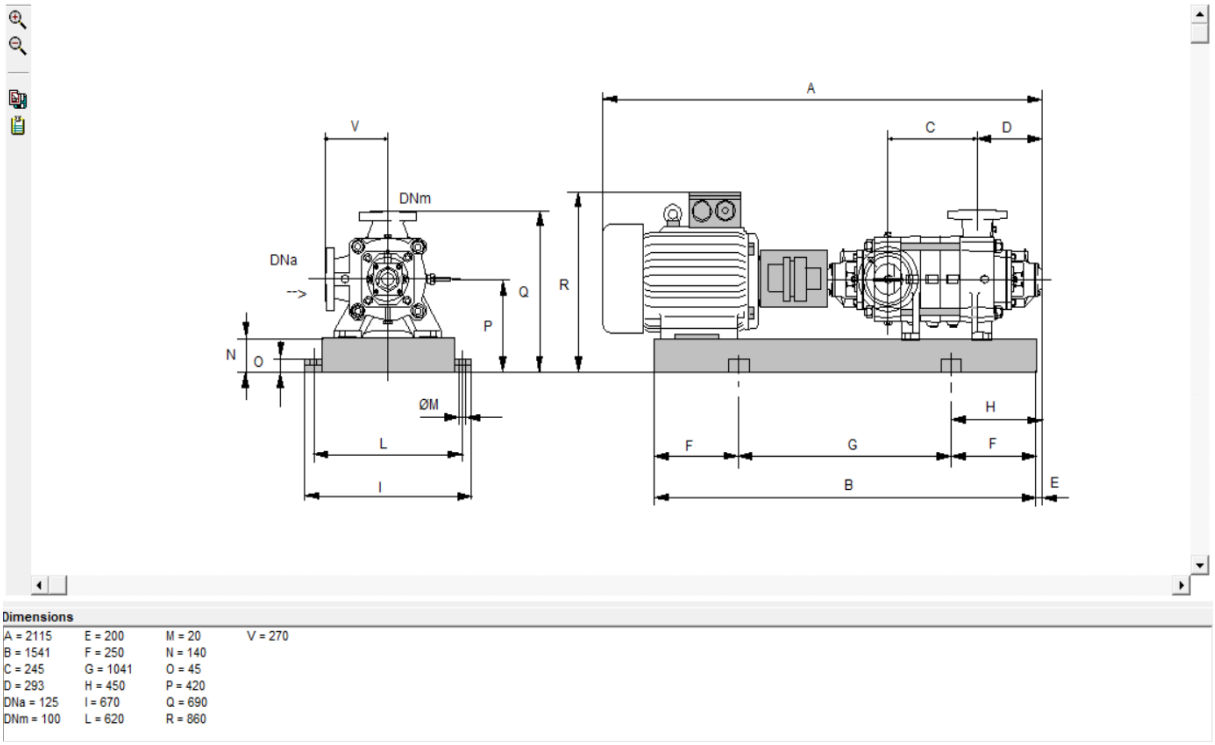
- Corps de refoulement avec pieds de support et orifice de refoulement tourné vers le haut ; corps d'aspiration à bouche orientable

- Arbre en acier inoxydable entièrement protégé par une douille en acier inoxydable. Double palier

- Roulements à billes largement dimensionnés pour supporter les charges radiales et axiales dans les deux sens

- Garniture : à tresse, réglable à faible coefficient de frottement

-Raccord d'aspiration : DN125



Dimensions

A = 2115	E = 200	M = 20	V = 270
B = 1541	F = 250	N = 140	
C = 245	G = 1041	O = 45	
D = 293	H = 450	P = 420	
DNa = 125	I = 670	Q = 690	
DNm = 100	L = 620	R = 860	

Figure VI.7 Schéma de la pompe choisie

VI.4.2.2.Courbes caractéristiques de la pompe :

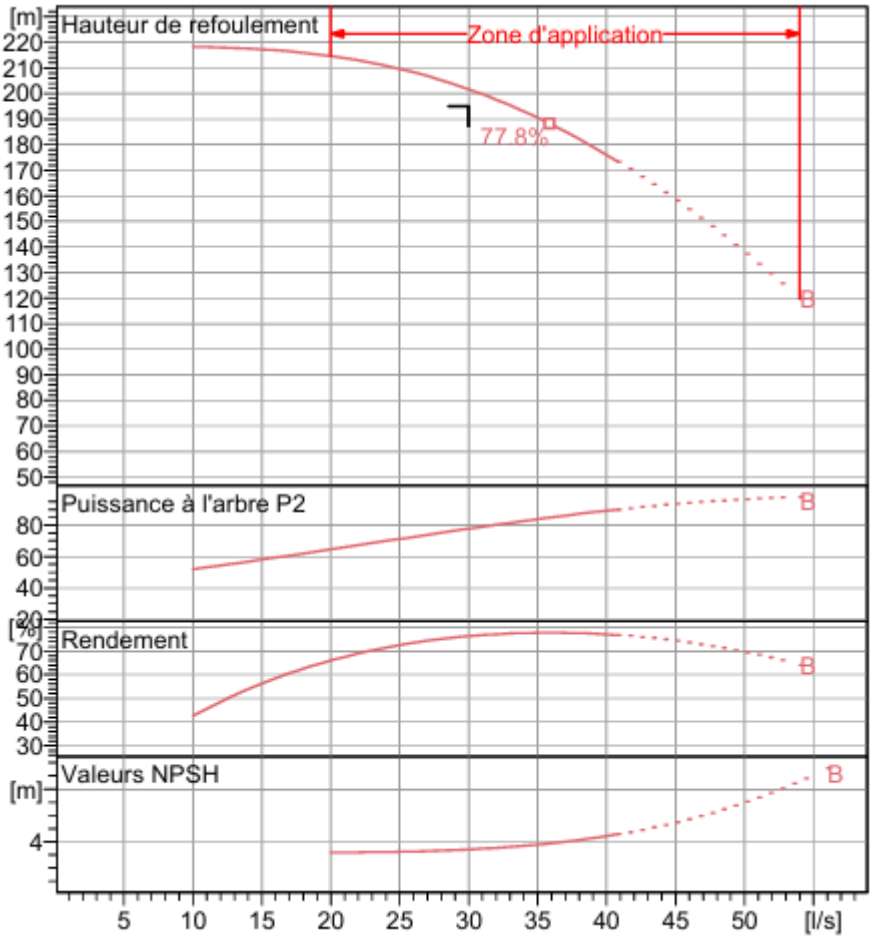


Figure VI.8: Courbes caractéristiques de la pompe sélectionnée

VI.4.2.3.Etude de fonctionnement de la pompe :

En suivant les mêmes étapes précédentes :

Tableau VI.6: Caractéristiques de la conduite de refoulement et de la pompe

Q(l/s)	Hg(m)	R	Q(m3/s)	ΔH(m)	Hc(m)	Hp(m)
0	187	24552.4	0	0	187	219
5	187	24552.4	0.005	0.644501	187.6445	219
10	187	24552.4	0.01	2.578002	189.578	218
15	187	24552.4	0.015	5.800505	192.8005	217
20	187	24552.4	0.02	10.31201	197.312	215
25	187	24552.4	0.025	16.11251	203.1125	210
30	187	24552.4	0.03	23.20202	210.202	202
35	187	24552.4	0.035	31.58052	218.5805	191
40	187	24552.4	0.04	41.24803	228.248	176
50	187	24552.4	0.05	64.45005	251.4501	138

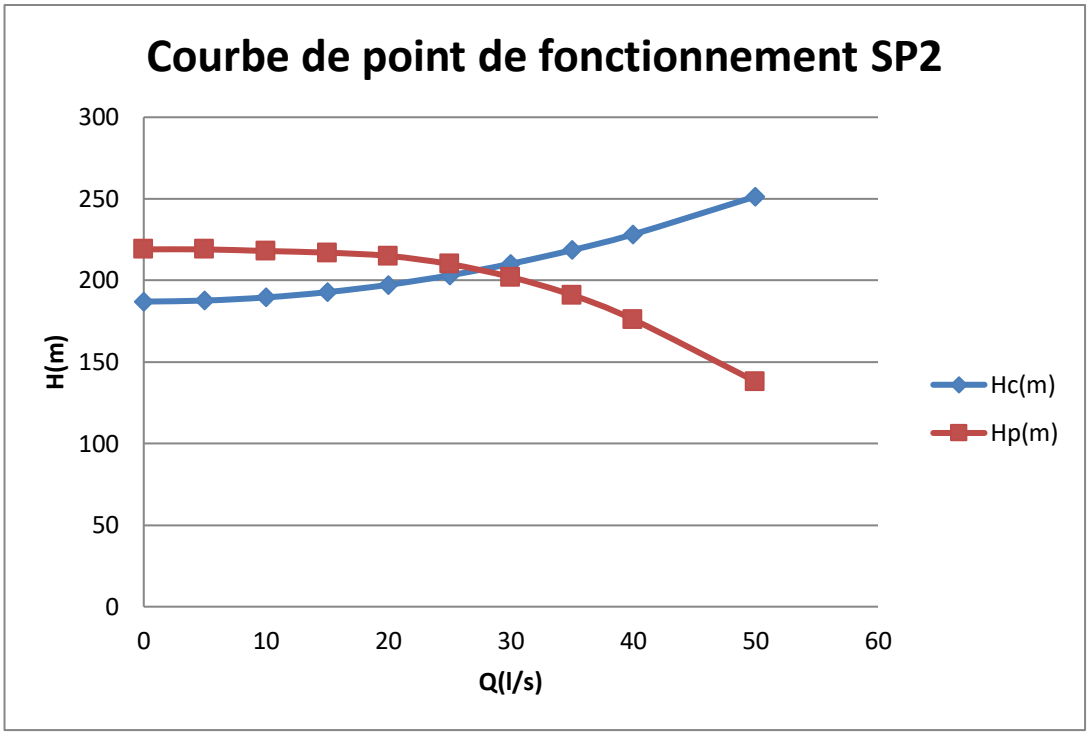


Figure VI.9: Courbe de point de fonctionnement

D'après le graphe : le point de fonctionnement est : (Qpf = 27.4l/s ;Hpf = 207m)

Plage de fonctionnement :

Le débit demandé Qapp appartient à la plage de bon fonctionnement [0,9*Qpf ; 1,1*Qpf]

30 ϵ [24.66 ; 30.14]

VI.5.ETUDE DE LA CAVITATION :

VI.5.1.Définition de la cavitation :

La cavitation est un phénomène hydraulique qui se produit lorsque la pression d'un liquide chute en dessous de sa pression de vapeur, entraînant la formation de bulles de vapeur. Ces bulles se déplacent avec le liquide et implosent (éclatent) brutalement lorsqu'elles atteignent des zones de plus haute pression (*The Power of Cavitation on Pumps*)

VI.5.2.Les causes de la cavitation :

La cavitation dans les pompes résulte généralement de problèmes liés à l'installation. Ces problèmes peuvent être permanents, comme une conduite d'aspiration trop longue, un diamètre insuffisant à l'aspiration, une température excessive du liquide pompé ou une altitude élevée. D'autres causes peuvent être temporaires, telles qu'un arrêt soudain de la pompe ou une fermeture rapide de la vanne située sur la conduite d'aspiration *(Cours, Mme Mokrane et Mr Khojet, 2021)*

VI.5.3.Les effets de la cavitation :

La cavitation entraîne des dommages matériels comme la corrosion et l'érosion des composants internes de la pompe, notamment la roue, le diffuseur et la volute. Elle provoque également un bruit caractéristique. À long terme, ces dégradations réduisent l'efficacité de la pompe et peuvent même conduire à sa défaillance complète.



Figure VI.10: Corrosion et érosion de roues des pompes

(*Mme Mokrane et Mr Khojet 2021)*

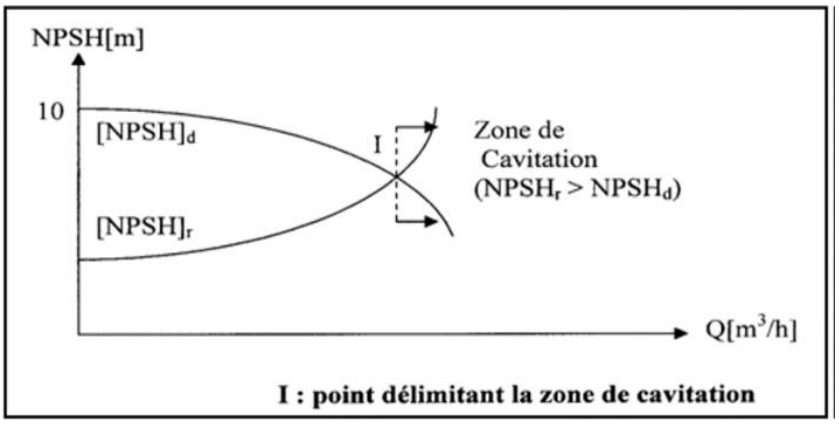


Figure VI.11: Graphe des courbes NPSH

Pour éviter ce phénomène de cavitation il faut vérifier la condition suivante :

$$NPSH_d > NPSH_r$$

(NPSH)r : c'est la hauteur minimale à l'entrée de la pompe requise par le constructeur.

(NPSH)d : c'est la pression réelle disponible à l'aspiration de la pompe.

VI.5.4.Calcul de la hauteur d'aspiration admissible :

On a une installation en aspiration :

NPSHd = NPSHr + s

s : marge de sécurité (s = 0.1-0.5) ;

NPSHr : (du Caprari)

$$NPSHd = \frac{Pat}{\rho * g} - \frac{Pv}{\rho * g} - (ha + \frac{Va^2}{2 * g} + \Delta Hasp)$$

ΔHasp: Pertes de charge à la bride d'aspiration : ΔHasp = (1.15-1.20) ΔHasp(linéaire)

ΔHasp = (1.15-1.20) $\times\lambda\frac{Lasp\times va^2}{Da\times 2g}$

Pat: Pression atmosphérique (m.c.e)

Pat = 10 - 0.00139*H

H : l'altitude de la station(m) ;

Pv: Pression de la vapeur d'eau ;

Tableau VI.7: Pression de vapeur en fonction de température

T(°C)	0	4	10	**20**	30	40	50	60	70	80	100
Pv(m)	0.06	0.083	0.125	**0.25**	0.43	0.75	1.26	2.03	4.1	4.8	10.3

ρ:La masse volumique de l'eau (kg/m^3)

ha: la hauteur admissible à l'aspiration(m)

Va : la vitesse dans la conduite d'aspiration

Da: diamètre de la conduite d'aspiration

Lasp: la longueur d'aspiration

$$ha = \frac{Pat}{\boldsymbol{\rho * g}} - \frac{Pv}{\boldsymbol{\rho * g}} - \frac{\mathbf{Va^2}}{\mathbf{2 * g}} - \Delta\text{Hasp} - NPSHr - s$$

VI.5.5.Calage de la pompe :

Le calage de la pompe consiste à déterminer la cote exacte de l'axe de la pompe en assurant une hauteur d'aspiration suffisante afin d'éviter le phénomène de cavitation.

$$\nabla axe = \nabla min + ha - r$$

∇axe : Niveau de l'axe de la pompe (m)

∇min : Niveau minimal du plan d'eau d'aspiration (m)

r : marge de sécurité (0.3 -0.5) m

Tableau VI.8: Calcul des hauteurs d'aspiration et des cotes d'implantation des pompes

	SP1	SP2
NPSHr (m)	3.44	3.57
s (m)	0.2	0.2
Pat/2*g (m)	9.69	9.57
Pv/2*g (m)	0.25	0.25
Va (m/s)	1.35	1.35
ΔHasp (m)	0.1	0.1
ha (m)	5.61	5.36
∇min(m)	232	310
r (m)	0.3	0.3
$\nabla axe(m)$	237.31	315.06

VI.6.EQUIPEMENTS EN AMONT ET EN AVAL DE LA POMPE :

VI.6.1.En amont :

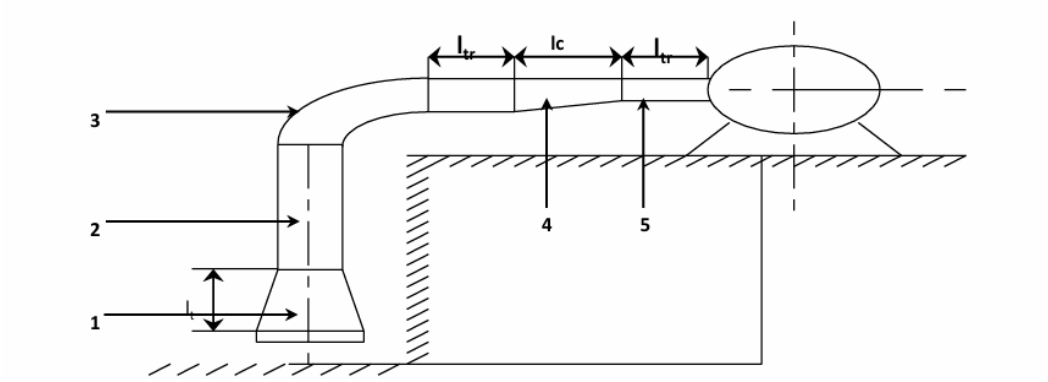


Figure VI.12: Equipement en amount de la pompe

VI.6.1.1.Choix du nombre et dimensionnement des collecteurs d'aspiration :

Nombre de pompes = nombre de conduites d'aspiration.

On fixe Va=Vad

Va : vitesse en aspiration

Vad : vitesse admissible

Avec; (Vmin = 0.5m/s <Vad< Vmax = 1.5m/s)

Et on calcule le diamètre par :

$$Da = \sqrt{\frac{4 * Q}{\pi * Vad}}$$

Et on vérifie si Da > da.

Avec ;

Da : diamètre de la conduite d'aspiration.

da : diamètre de la tubulure d'aspiration de la pompe (d'après Caprari)

Alors on fixe Va=1.35m/s ; alors : $Da = \sqrt{\frac{4*30*10^{-3}}{\pi*1.35}} = 0.168m = 168mm$

On le normalise : Da = 200 mm > da = 125 mm Donc c'est vérifié

VI.6.1.2.Tulipe d'aspiration :

La tulipe d'aspiration est un dispositif hydraulique placé à l'entrée de la conduite d'aspiration en amont de la pompe. Elle permet de réduire les pertes de charges et les risques de vortex.

De= (1.2-1.5) Da

Da : Diamètre de la conduite d'aspiration.

De : Diamètre de la tulipe.

VI.6.1.3.Convergent :

Le convergent est un dispositif hydraulique qui permet de réduire la section afin d'augmenter la vitesse.

$$L_{convergent} = (3.5 \div 4)(D_a - d_a)$$

$L_{convergent}$: la longueur de convergent (m)

da : Diamètre de la tubulure d'aspiration (mm) (du Caprari)

VI.6.1.4.Tubulure d'aspiration :

La tubulure d'aspiration est un segment d'une conduite placé entre le convergent et l'entrée de la pompe.

Lta> 2Da

Lta : Longueur de la tubulure d'aspiration (m)

VI.6.1.5.Coude :

Le coude permet de changer la direction de l'écoulement.

Dc = Da

Dc : Diamètre de coude (mm)

VI.6.1.6.Crépine :

La crépine est un dispositif qui filtre l'eau à l'entrée de la pompe pour empêcher les impuretés.

$D_{cr} = Da$

D_{cr} : Diamètre de la crépine (mm)

VI.6.1.7.Buté :

Le buté est un massif en béton consiste à maintenir la conduite en place et à résister aux efforts provoqués par la pression de l'eau.

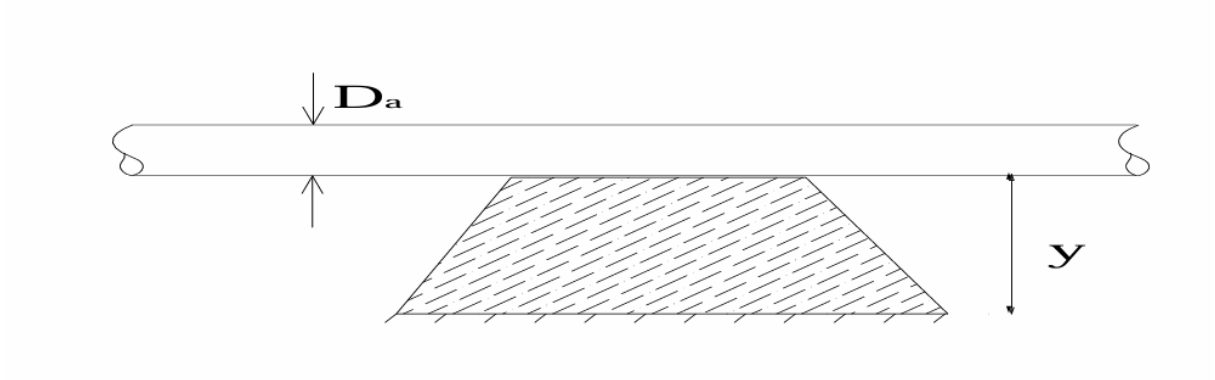


Figure VI.13: Buté

Si Da < 500 mm ; Y = 30cm

Si Da > 500 mm ; Y = 1m

Y : Hauteur de buté (cm ou m)

Tableau VI.13: Equipement en amont de la pompe

Dispositif	SP1	SP2
Conduite d'aspiration	Da = 200 mm	Da = 200 mm
Tulipe d'aspiration	De = 300mm	De = 300mm
Convergent	L = 0.2m	L=0.3m
Tubulure d'aspiration	da = 125mm	da = 125mm
	Lta = 0.5m	Lta = 0.5m
Coude	Dc = 200mm	Dc = 200mm
Crépine	Dcr = 200mm	Dcr = 200mm
Buté	Y = 30cm	Y = 30cm

VI.6.2.An aval :

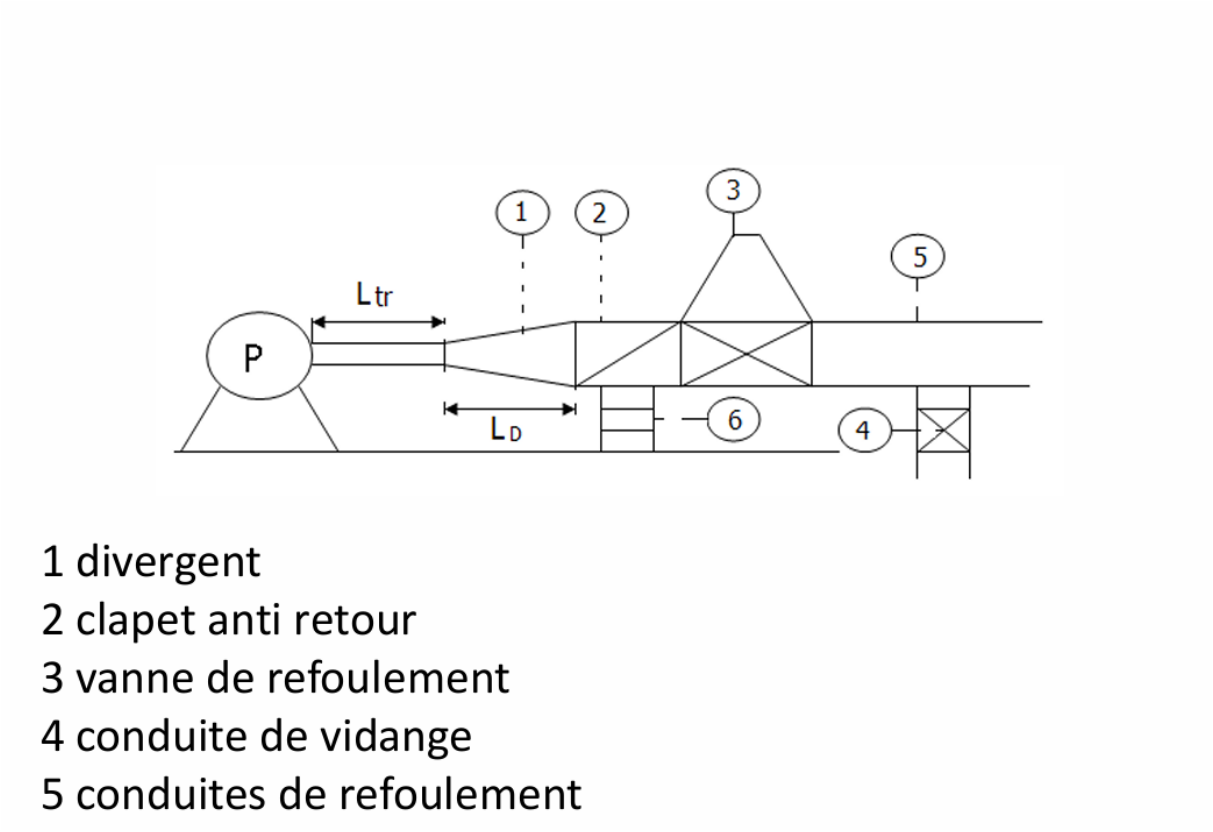


Figure VI.14: Equipements en aval de la pompe

VI.6.2.1.Tubulure de refoulement :

La tubulure de refoulement est un segment d'une conduite placé entre le divergent et la sortie de la pompe.

Ltr> 2Dr

Ltr : Longueur de la tubulure de refoulement (m)

Dr : diamètre de refoulement (mm)

VI.6.2.2.Divergent :

Le divergent est un dispositif hydraulique qui permet d'augmenter la section afin d'augmenter la vitesse.

$$L_{div} = (3.5 \div 4)(D_r - d_r)$$

dr : diamètre de la tubulure de refoulement de la pompe (du Caprari)

VI.6.2.3.Clapet anti retour :

Le clapet anti retour est dispositif hydraulique placé en aval de la pompe, dont le but de laisser l'écoulement dans un seul sens et éviter le retour de l'eau vers la pompe.

D_{cl} = Dr

D_{cl} : Diamètre de clapet anti retour (mm)

Dr : Diamètre de la conduite de refoulement (mm) (Dr = 200mm)

VI.6.2.4.Robinet vanne :

Le robinet vanne est un dispositif hydraulique placé sur la conduite de refoulement qui permet de réguler le débit.

$D_v = Dr$

D_v : Diamètre de la vanne (mm)

VI.6.2.5.Vanne de vidange :

La vanne de vidange est un dispositif placé sur la conduite de refoulement qui permet de vider la conduite en cas d'entretien, réparation…

$D_{vid} = Dr/4$

D_{vid} : Diamètre de la conduite de vidange (mm)

VI.6.2.6.Buté :

Le buté est un massif en béton consiste à maintenir la conduite en place et à résister aux efforts provoqués par la pression de l'eau.

Si Da < 500 mm ; Y = 30cm

Si Da > 500 mm ; Y = 1m

Y : Hauteur de buté (cm ou m)

Tableau VI.10: Equipements en aval de la pompe

Dispositif	SP1	SP2
Tubulure de refoulement	dr = 100mm	dr = 100mm
	Ltr = 0.5m	Ltr = 0.5m
Divergent	L = 0.4m	L = 0.4m
Clapet anti retour	Lcl = 200mm	Lcl = 200mm
Vanne	Dv = 200mm	Dv = 200mm
Vidange	Dvid = 50 mm	Dvid = 50 mm
Buté	Y = 30 cm	Y = 30 cm

VI.7.DIMENSIONNEMENT DE LA BACHE D'ASPIRATION :

Le volume de la bâche d'aspiration est donné par la formule :

$$V = \frac{Q\,(\frac{1}{n})}{4(N-1)}$$

V : volume de la bâche d'aspiration (m^3)

Q : débit (m^3/h)

n : nombre de démarrage par heure

N : nombre de pompes installées dans la station

Pour SP1 :

La capacité de la bâche existante est de **100 m³**. Vérifions si cette valeur est suffisante :

$$V = \frac{108.01\ (\frac{1}{5})}{4(2-1)} = 5.4\ m^3$$

Majorons cette valeur de capacité utile de 30% et obtenons un volume d'environ 10 m^3.

On constate que la capacité existante (100 m³) est largement suffisante. Ses dimensions sont : hauteur = 3 m, diamètre = 6.5 m.

Pour SP2 :

De même, le volume requis est :

$$V = \frac{108.01\ (\frac{1}{5})}{4(2-1)} = 5.4\ m^3$$

Majorons cette valeur de capacité utile de 30% et obtenons un volume d'environ 10 m^3.

En choisissant une hauteur de 4 m, le diamètre correspondant est de 1.8 m.

VI.8. PROTECTION ANTI-BELIER :

VI.8.1. Définition de coup de bélier :

Le coup de bélier est un phénomène hydraulique se produisant lorsque la vitesse d'un fluide dans une conduite est brusquement modifiée, par exemple, lors de la fermeture rapide d'une vanne ou de l'arrêt soudain d'une pompe.

Cela provoque une onde de pression qui se propage dans le réseau, entraînant des variations de pression importantes, pouvant endommager les canalisations, les vannes, ou d'autres composants du système.

Ces variations de pression peuvent être particulièrement dangereuses si elles ne sont pas contrôlées.

VI.8.2. Moyens de protection contre le coup de bélier :

Pour limiter les effets du coup de bélier et protéger les équipements hydrauliques, plusieurs dispositifs peuvent être mis en place, parmi lesquels :

- Vanne à fermeture lente.
- La cheminée d'équilibre.

- La soupape de décharge.
- Le volant d'inertie.
- Les réservoirs d'air.

VI.8.3.Réservoir anti-bélier :

Le réservoir anti-bélier joue un rôle important dans la gestion des phénomènes de coup de bélier dans les systèmes hydrauliques il est conçu pour absorber ces variations de pression et protéger l'intégrité du système.

Parmi ses fonctions :

- Absorption des variations de pression.
- Protection des équipements et du réseau.
- Diminution des pics de pression.
- Maintien de la stabilité du système hydraulique.

VI.8.3.Analyse du coup de bélier :

SP1 :

Calcul: $\Delta H_{max} = \frac{C.V_0}{g}$

Avec **C :** Célérité des ondes du coup de bélier. $C = \frac{9900}{\sqrt{(48.3 + K * \frac{Drint}{e})}}$

ΔH_{max} : La charge maximale lors du coup de bélier (m)

K : coefficient dépend du type de matériau (K = 83 pour le PEHD)

Drint : Diamètre intérieur de la conduite de refoulement (mm)

e : c'est l'épaisseur de la conduite de refoulement (mm)

V_0 : Vitesse de refoulement en régime permanent (V_0=1.43m/s).

$C = \frac{9900}{\sqrt{(48.3 + 83 * \frac{163.6}{18.2}}} = 351.25 \text{ m/s}$

Alors $\Delta H_{max} = 51.20$ m

La charge à la surpression :

Hs= Hg +ΔHmax = 91 + 51.20 = 142.20 m

Lorsqu'on a une pression nominale PN16, donc les conduites résistent à la surpression.

La charge à la dépression :

Hd= Hg - ΔHmax = 91 – 51.20 = 39.80 m

On n'a pas une dépression.

SP2 :

Calcul: $\Delta H_{max} = \frac{C.V_0}{g}$

$C=448.09\ m/s$

$V_0 = 1.81\ m/s$

$\Delta H_{max} = 82.68\ m$

La charge à la surpression :

Hs= Hg +ΔHmax = 187 + 82.68 = 269.68 m

Lorsqu'on a une pression nominale PN25, donc les conduites ne résistent pas à la surpression.

La charge à la dépression :

Hd= Hg - ΔHmax = 187 – 82.68 = 104.32 m

On n'a pas une dépression.

Lorsqu'on a une surpression, alors ; un réservoir anti-bélier s'impose.

En utilisant la méthode de Vibert pour calculer le volume du réservoir d'air :

La charge statique absolue :

Z_0=Hg+10=187+10=197 m

La charge maximale absolue :

Zmax = Z_0 + ΔHmax = 197 + 82.68 = 279.68 m

La charge h_0 :

$h_0 = \frac{V_0^2}{2g} = 0.17\ m$

$\frac{h_0}{Z_0} = 8.63 * 10^{-4}$

$\frac{Z_{max}}{Z_0} = 1.42$

➔ De l'abaque de Vibert : $\frac{U0}{L.S} = 1.6 * 10^{-2}$

U_0 : volume du réservoir ;
L : longueur de la conduite de refoulement (L = 1682.29 m);
S : surface de la conduite de refoulement ($S = \frac{\pi * Dint^2}{4}$)

Alors $U_0 = 1.6 * 10^{-2} * 1682.29 * \frac{\pi * 0.1452^2}{4} = 0.446\ m3$

$$U_0.Z_0 = U_{max}.Z_{min} \Rightarrow U_{max} = \frac{U_0.Z_0}{Z_{min}} = \frac{U_0}{\left(\frac{Z_{min}}{Z_0}\right)} = \frac{0{,}446}{0{,}73} = 0.611 \text{ m}^3 = 611 \text{ litres}$$

$U_{max\ maj} = 1.3 \times U_{max} = 1.3 \times 611 = 794.3$ litres

Alors le réservoir normalisé de 1000 litres (diamètre : 850 mm, hauteur : 2063 mm) ("Annexe 3") est retenu, offrant une capacité adaptée et standardisée pour la protection contre le coup de bélier.

VI.9.BATIMENT DE LA STATION DE POMPAGE :

VI.9.1.Principes de conception des stations de pompage:

Le bâtiment adopte en général une forme rectangulaire et regroupe différentes zones fonctionnelles : une salle destinée aux machines, une plateforme dédiée aux opérations de montage et de démontage, ainsi qu'une salle annexe comprenant le bureau d'exploitation, les sanitaires, un local de stockage et l'espace réservé aux armoires électriques. Le respect de certaines distances y est indispensable, tant pour garantir la sécurité que pour assurer une circulation fluide du personnel.

VI.9.2.Choix du type de bâtiment :

En utilisant le tableau ci-dessous pour le choix du type de bâtiment :

Tableau VI.11: Choix du type de bâtiment

Paramètres	Type de bâtiment	Bâche sèche	Bâche mouillée	De surface
Q (m³/s)	> 2	< 2	< 6	< 1,5
Type de pompe	Axiale : Horizontale Verticale	Pompes centrifuges	Axiale : Verticale	Pompes centrifuges

Les deux installations de pompage, caractérisées par des débits nominaux inférieurs à 1,5 m³/s, relèvent du domaine d'application typique des stations de surface.

VI.9.3.Calcul du génie civil :

SP1 :

VI.9.3.1.Épaisseur des murs du bâtiment :

Les parois seront construites en double cloison, composées de briques de 10 cm séparées par un vide intermédiaire de 10 cm. Ainsi, l'épaisseur totale du mur atteindra **30 cm**.

VI.9.3.2.Hauteur du bâtiment :

La hauteur totale du local se détermine par la relation :

$$Hb = h5 + h6 + h7 + h8 + h9$$

Avec :

h5: hauteur verticale, regroupant la hauteur de la pompe (hp), celle du socle (hsocle) et la réserve (hres) :

hp = 726 mm = 0.726 m (*Caprari*)

hsocle = (30 ÷50) = 40 cm = 0,4 m

hres = 0.50 m

D'où :

$h5 = 0.726 + 0{,}40 + 0{,}50 = 1{,}626\,m$

h6 : espace réservé au passage de l'opérateur = 2,20 m.

h7: Hauteur de pont roulant = 0,30 m.

h8: marge pour les éléments profilés = 0,80 m.

h9: hauteur de sécurité = 0,50 m.

Ainsi :

$Hb = 1.626 + 2{,}20 + 0{,}30 + 0{,}80 + 0{,}50 = 5.426\,m$

VI.9.3.3.Longueur du bâtiment :

3. La longueur du local est estimée à l'aide de la formule :

$$Lb = (np \times LGEP) + Lint + Lpf + Lr + 2 \times S$$

Avec :

L_{GEP} : Longueur de groupe électropompe = 1.724 m (*Caprari*)

np : nombre de pompes = 2 (pompes)

L_{int} : Distance entre 2 deux GEP voisines= (0.8÷1.2)

Si la tension de la pompe u< 1000 Volts alors L_{int}< 1 (m) = (0,8÷1)

Sinon L_{int}> 1 (m) = (1÷1,2)

Alors car on a la tension de la pompe u= 400 V Alors on prend Lint =0,8 m

Lpf : longueur de la plate forme = 3 m

Lr : Longueur de l'armoire électrique = 3 m

S : l'épaisseur du mur S = 30 cm= 0,3 m

$Lb = (2 * 1.724) + 0.8 + 3 + 3 + 2 \times 0.2 = 10.648\,m$

VI.9.3.4.Largeur du bâtiment :

$$Lb = Bm + l\,bureau + 1.2$$

Bm : largeur salle des machines (m).

l_{bureau} : largeur du bureau=3 (m)

$$Bm = l1 + l2 + l3 + l4 + 2S$$

Avec :

- ✓ S : l'épaisseur du mur S = 30 cm = 0,3 m
- ✓ l_1 : Distance entre le mur et le 1er organe = (0,2÷0,3) m= 0,2 m
- ✓ l_2 : Distance entre les tubulures (asp-ref) = 0.2 m
- ✓ l_3 : Longueur des accessoires a l'aspiration.
- ✓ l_4 : Longueur des accessoires au refoulement.

$$l3 + l4 = lp + ltr + lta + lc + ldiv + lj$$

lp : largeur de la pompe + moteur = 0,6 m (*Caprari*)

ltr : Longueur de tubulure de refoulement = 0,5 m

lta : Longueur de tubulure d'aspiration = 0,5 m

lc : Longueur de convergent = 0,2 m

ldiv : Longueur de divergent = 0,4 m

lj : Longueur des joints = 0.1 m

Alors : l_3+l_4= 2.3 m

Et : $Bm = 0.2 + 0.2 + 2.3 + 2 * 0.3 \ = \ 3.3\ m$

Donc: $lb = \ 3.3 \ + \ 3 \ + \ 1.2 \ = \ 7.5\ m$

VI.9.3.5.Dimensions des portes :

- La porte principale : **4,2 m × 3,2 m**.
- La porte secondaire : **2,2 m × 1,2 m**.

VI.9.3.6.Dimensionnement des fenêtres :

Afin d'assurer un apport suffisant en lumière naturelle, il est recommandé que la surface vitrée représente environ 10 à 15 % de la surface totale de la station, en complément de l'éclairage artificiel. Dans notre cas, on retient une valeur moyenne de 15 %. Les dimensions retenues pour une fenêtre sont de 1,4 m × 2,2 m.

Le nombre de fenêtres nécessaires est donc obtenu à l'aide de la relation :

$$N = \frac{15\% * Sst}{Sf}$$

Où :

- N: nombre de fenêtres.
- Sst: surface de la station,
- Sf: surface d'une fenêtre.

Application :

- Pour la station de pompage SP1 :

$$N = \frac{15\% * 10.648 * 7.5}{1.4 * 2.2} \approx 4$$

En suivant les mêmes étapes de calcul que précédemment, on obtient les dimensions de la station de pompage SP2 :

Hauteur du bâtiment (Hb) : 5,56 m

Longueur du bâtiment (Lb) : 11,63 m

Largeur du bâtiment (lb) : 7,67 m

Nombre de fenêtres (Nf) : 5

Tableau VI.12: Tableau récapitulatif des dimensions des stations de pompage

Station de pompage	Longueur (m)	Largeur (m)	Hauteur (m)	Épaisseur des murs (m)	Fenêtres (m^2)	Porte principale (m^2)	Porte secondaire (m^2)
SP1	10.648	7.5	5.426	0,3	4 (1,4×2,2)	4,2 × 3,2	2,2 × 1,2
SP2	11.63	7.67	5,56	0,3	5 (1,4×2,2)	4,2 × 3,2	2,2 × 1,2

Remarque :
Le bâtiment de la station de pompage **SP2** est conservé, car ses dimensions actuelles sont conformes aux besoins du projet et compatibles avec les critères de conception adoptés.

VI.10. CONCLUSION :

L'étude de pompage a permis de dimensionner des pompes adaptées aux besoins du projet (débit de 30 l/s), avec une pompe de secours pour assurer la continuité de service. Les HMT de 100 m pour SP1 et 195 m pour SP2 ont été atteintes, et les vérifications techniques (calage hydraulique, prévention de la cavitation, réservoir anti-bélier) garantissent la sécurité, la fiabilité et la durabilité du système. Ces choix optimisent les performances tout en respectant les contraintes opérationnelles et économiques.

CHAPITRE VII: DIMENSIONNEMENT DU RESEAU DE DISTRIBUTION

VII.1.INTRODUCTION :

Le dimensionnement est une étape nécessaire dans un système AEP. Il a pour objectif de déterminer les diamètres optimaux des conduites, en tenant compte les débits à acheminer à l'horizon 2055 et les pertes de charges, tout en respectant le tracé et les normes de fonctionnement.

Dans notre cas, la distribution se fera par gravité. La simulation hydraulique du réseau sera réalisée à l'aide de logiciel WaterCAD, afin de valider les choix techniques et garantir un fonctionnement hydraulique fiable et durable.

VII.2.TYPOLOGIE DES RESEAUX DE DISTRIBUTION

Les réseaux de distribution d'eau potable peuvent être différenciés selon leur structure hydraulique en trois grandes catégories :

Les réseaux de type ramifié

Les réseaux de type maillé

Les réseaux mixtes

VII.2.1.Réseau ramifié :

Ce type de réseau présente une organisation en arborescence, avec une conduite principale alimentant des conduites secondaires. Une panne sur la conduite principale entraine une coupure de l'eau pour tous les consommateurs en aval.

VII.2.2.Réseau maillé :

Le réseau maillé repose sur une interconnexion des conduites formant des boucles appelées mailles. Cette configuration permet une redondance dans l'alimentation : en cas d'incident sur un tronçon, les zones concernées peuvent être alimentées par d'autres branches du réseau.
Ce type de réseau offre une meilleure fiabilité, mais nécessite une analyse hydraulique plus complexe, notamment en raison de l'indétermination possible des sens de circulation et des débits dans les conduites.

VII.2.3.Réseau mixte :

Le réseau mixte combine les caractéristiques des deux modèles précédents. Il se compose d'une partie en arborescence et d'une autre en boucle. Cette approche hybride permet de s'adapter aux contraintes locales tout en profitant des avantages de chaque configuration.

Remarque :

Pour la zone de Temloul, le choix d'un réseau ramifié s'impose en raison de son adéquation avec la configuration du terrain.

VII.3.CONCEPTION DU RESEAU DE DISTRIBUTION :

La conception d'un réseau de distribution repose sur la prise en compte de plusieurs paramètres susceptibles d'influencer sa configuration.

Parmi les principaux facteurs à considérer figurent :

- La localisation des zones d'habitation.
- La position de gros consommateurs.
- Les caractéristiques topographiques du site.
- Ainsi que la nécessité d'assurer un service efficace et fiable.

VII.4.CHOIX DU TYPE DE MATERIAUX :

La détermination du matériau des conduites repose sur plusieurs facteurs : la pression de service à supporter, la qualité chimique de l'eau et du sol, mais aussi les aspects économiques tels que le coût et la disponibilité sur le marché. À cela s'ajoute la nécessité d'assurer une bonne compatibilité avec les accessoires du réseau (joints, coudes, vannes, etc.).
Les matériaux les plus utilisés dans les réseaux d'AEP sont notamment l'acier, la fonte ductile, le PVC (polychlorure de vinyle) et le PE (polyéthylène).
Dans le cadre de ce projet, le choix s'est orienté vers le PEHD PN10, apprécié pour sa résistance à la corrosion, sa disponibilité sur le marché, sa capacité à supporter les déformations liées aux mouvements du sol et son adaptation aux contraintes techniques du réseau étudié.

VII.5.CHOIX DU SYSTEME DE DISTRIBUTION :

Dans les systèmes d'alimentation en eau potable, deux configurations principales sont généralement retenues : le système à réservoir de tête et celui à contre-réservoir (ou à injection directe).
Compte tenu du relief de la commune étudiée, le choix s'est porté sur un système à réservoir de tête, permettant une distribution gravitaire.

VII.6.PRINCIPE DU TRACE :

- Pour concevoir un réseau ramifié, on commence par identifier les zones de gros consommateurs.

- L'axe principal du réseau est ensuite défini à partir du point de départ (réservoir), en direction des principales zones à alimenter.

- Les conduites principales sont tracées de manière linéaire, en suivant les accotements des routes et, si possible, les lignes de niveau les plus élevées afin de profiter de la gravité.

- Des conduites secondaires sont ensuite rattachées aux conduites principales pour alimenter les zones résidentielles ou les secteurs spécifiques.

- Le réseau ne comporte pas de boucles : chaque tronçon est alimenté dans un seul sens, ce qui simplifie l'exploitation mais nécessite une attention particulière en cas de panne.

VII.7.DETERMINATION DES DEBITS :

Le système d'alimentation prévu pour la localité de Temloul repose sur un mode de distribution gravitaire à partir d'un réservoir de tête. Afin de déterminer correctement les paramètres hydrauliques du réseau, deux situations seront analysées :

Le débit de pointe correspondant à la consommation maximale journalière,

Le débit de pointe majoré d'un débit incendie (17l/s),

Cette double approche permet d'assurer à la fois la performance du réseau en conditions normales et sa fiabilité en cas d'urgence.

VII.7.1.Débit spécifique :

Le débit spécifique correspond à la quantité d'eau, en litres par seconde, circulant dans un mètre linéaire de conduite. Il se calcule en divisant le débit total en route par la somme des longueurs des tronçons concernés par la distribution :

$qsp = \frac{Qmaxh - Qconc}{\sum Lr}$ (l/s/ml)

Qmaxh : débit maximum horaire (l/s) ; avec Qmaxh = 43.31 l/s

Qconc : débit concentré (l/s) (dans notre cas Qconc = 0)

qsp: le débit spécifique (l/s/m)

∑Lr: la somme des longueurs qui assurent une distribution en route ;

Dans notre cas ∑Lr = 18599 m

An:$qsp = \frac{39.13}{21277} = 0.002328620$L/s/m

VII.7.2.Débit en route:

$Qr = qsp * Li$

Qr : débit en route (l/s)

qsp: débit spécifique (l/s/m)

Li : la longueur de tronçon concerné (m)

VII.7.3.Débit aux nœuds :

$$Qni = 0.5 * \sum Qr + \sum Qconc$$

Tableau VII.1: Calcul des débits nodaux à l'horizon 2055

N°	Tronçon	Longueur(m)	qsp (l/s)	Q_{route} (l/s)	Q_n (l/s)
1	1--2	1902.00	0.002328620	4.429	**3.69**
	1--21	1268.00	0.002328620	2.953	
2	2--1	1902.00	0.002328620	4.429	**2.82**
	2--3	429.00	0.002328620	0.999	
	2--4	92.00	0.002328620	0.214	
3	3--2	429.00	0.002328620	0.999	**0.51**
4	4--2	92.00	0.002328620	0.214	**1.16**
	4--5	738.00	0.002328620	1.719	
	4--6	170.00	0.002328620	0.396	
5	5--4	738.00	0.002328620	1.719	**0.86**
6	6--4	170.00	0.002328620	0.396	**1.26**
	6--7	469.00	0.002328620	1.092	
	6--8	444.00	0.002328620	1.034	
7	7--6	469.00	0.002328620	1.092	**0.55**
8	8--6	444.00	0.002328620	1.034	**1.56**
	8--9	484.00	0.002328620	1.127	
	8--10	415.00	0.002328620	0.966	
9	9--8	484.00	0.002328620	1.127	**0.56**
10	10--8	415.00	0.002328620	0.966	**3.73**
	10--11	752.00	0.002328620	1.751	
	10--12	1592.00	0.002328620	3.707	
	10--13	445.00	0.002328620	1.036	
11	11--10	752.00	0.002328620	1.751	**0.88**
12	12--10	1592.00	0.002328620	3.707	**1.85**
13	13--10	445.00	0.002328620	1.036	**1.09**
	13--14	393.00	0.002328620	0.915	
	13--15	97.00	0.002328620	0.226	
14	14--13	393.00	0.002328620	0.915	**0.46**
15	15--13	97.00	0.002328620	0.226	**2.29**
	15--16	592.00	0.002328620	1.379	
	15--17	728.00	0.002328620	1.695	
	15--18	547.00	0.002328620	1.274	
16	16--15	592.00	0.002328620	1.379	**0.69**
17	17--15	728.00	0.002328620	1.695	**0.85**
18	18--15	547.00	0.002328620	1.274	**3.23**
	18--19	1188.00	0.002328620	2.766	
	18--20	1042.00	0.002328620	2.426	
19	19--18	1188.00	0.002328620	2.766	**1.38**
20	20--18	1042.00	0.002328620	2.426	**1.21**
21	21--1	1268.00	0.002328620	2.953	**4.76**
	21--22	2396.00	0.002328620	5.579	
	21--23	426.00	0.002328620	0.992	
22	22--21	2396.00	0.002328620	5.579	**2.79**

Tableau VII.1: Calcul des débits nodaux à l'horizon 2055 (Suite)

N°	Tronçon	Longueur(m)	qsp (l/s)	Q_{route} (l/s)	Q_n (l/s)
23	23--21	426	0.002328620	0.992	**2.81**
	23--24	808	0.002328620	1.882	
	23--25	1182	0.002328620	2.752	
24	24--23	808	0.002328620	1.882	**0.94**
25	25--23	1182	0.002328620	2.752	**1.38**
	L	18599		Qp(l/s)	43.31

VII.8.LES PARAMETRES HYDRAULIQUES DU RESEAU (CAS DE POINTE)

VII.8.1. Vitesse et pertes de charge :

Tableau VII.2: Les paramètres hydrauliques en cas de pointe

Nœud de départ	Nœud d'arrivée	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (L/s)	Vitesse (m/s)	Perte de charge (m)
R-1	J-1	286	250	43.31	1.14	1.31
J-2	J-4	92	250	23.61	0.62	0.14
J-4	J-6	170	250	21.59	0.57	0.22
J-6	J-8	444	250	19.78	0.52	0.49
J-1	PRV-1	380	250	26.94	0.71	0.73
PRV-1	PRV-2	949	250	26.94	0.71	1.83
PRV-2	J-2	573	250	26.94	0.71	1.1
J-8	J-10	415	200	17.66	0.72	1.09
J-1	PRV-15	303	200	12.68	0.52	0.44
PRV-15	PRV-16	606	200	12.68	0.52	0.88
PRV-16	J-21	359	200	12.68	0.52	0.52
J-10	J-13	445	160	11.2	0.72	1.51
J-13	J-15	97	160	9.65	0.62	0.25
J-15	J-18	547	125	5.82	0.61	1.87
J-21	J-23	426	110	5.13	0.7	2.17
J-21	PRV-4	645	110	2.79	0.38	1.11
PRV-4	J-22	1751	110	2.79	0.38	3
J-18	J-19	1188	75	1.38	0.4	3.66
J-10	J-12	1592	75	1.85	0.54	8.25
J-23	J-25	1182	75	1.38	0.4	3.64
J-18	J-20	1042	63	1.21	0.5	5.88
J-10	J-11	752	63	0.88	0.37	2.42
J-4	J-5	738	63	0.86	0.36	2.28
J-23	J-24	808	63	0.94	0.39	2.92
J-15	J-17	728	63	0.85	0.35	2.2
J-2	J-3	429	50	0.51	0.34	1.59
J-8	J-9	484	50	0.56	0.37	2.11

Tableau VII.2: Les paramètres hydrauliques en cas de pointe (Suite)

Nœud de départ	Nœud d'arrivée	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (L/s)	Vitesse (m/s)	Perte de charge (m)
J-15	J-16	592	50	0.69	0.45	3.73
J-6	J-7	469	50	0.55	0.36	1.98
J-13	J-14	393	40	0.46	0.51	4.16

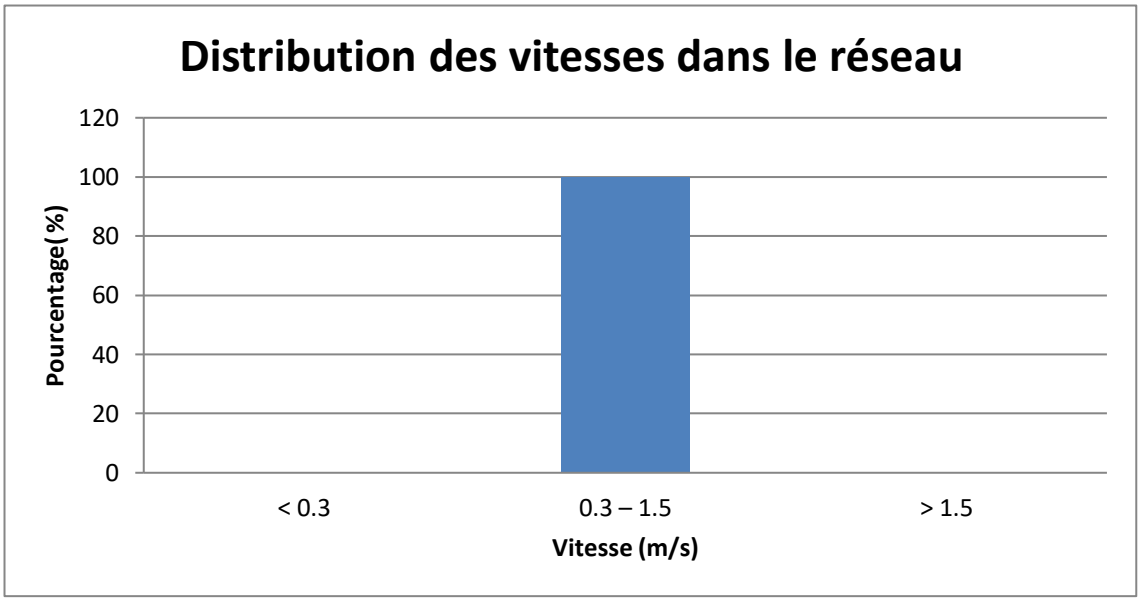


Figure VII.1: Distribution des vitesses dans le réseau cas de pointe

On remarque que :

- 0% des vitesses sont inferieures à 0.3 m/s.
- 100% des vitesses sont entre 0.3 et 1.5 m/s.
- 0% des vitesses sont supérieures à 1.5 m/s.

VII.8.2 : Pressions et cote piézométriques :

Tableau VII.3: Cote de terrain, pression et cote piézométrique de chaque nœud en cas de pointe

Nœud	Elévation (m)	Cote piézométrique (m)	Pression (m)
J-1	445.15	484.05	38.9
J-2	286.03	336.43	50.4
J-3	322	335.6	13.6
J-4	284.92	336.22	51.3
J-5	314.85	334.65	19.8
J-6	286.05	336.05	50
J-7	320	334.8	14.8
J-8	282.92	335.52	52.6
J-9	312.07	334.07	22
J-10	275.67	334.27	58.6
J-11	317.96	332.76	14.8

Tableau VII.3: Cote de terrain, pression et cote piézométrique de chaque nœud en cas de pointe (SUITE)

Nœud	Elévation (m)	Cote piézométrique (m)	Pression (m)
J-12	316	327	11
J-13	264.46	332.56	68.1
J-14	274.09	328.69	54.6
J-15	266.09	332.39	66.3
J-16	284.91	329.11	44.2
J-17	320	331.3	11.3
J-18	260.13	330.43	70.3
J-19	309.9	327.8	17.9
J-20	275.04	324.94	49.9
J-21	305.57	369.77	64.2
J-22	247.17	296.87	49.7
J-23	315	367.8	52.8
J-24	335.4	365.4	30
J-25	351	365	14

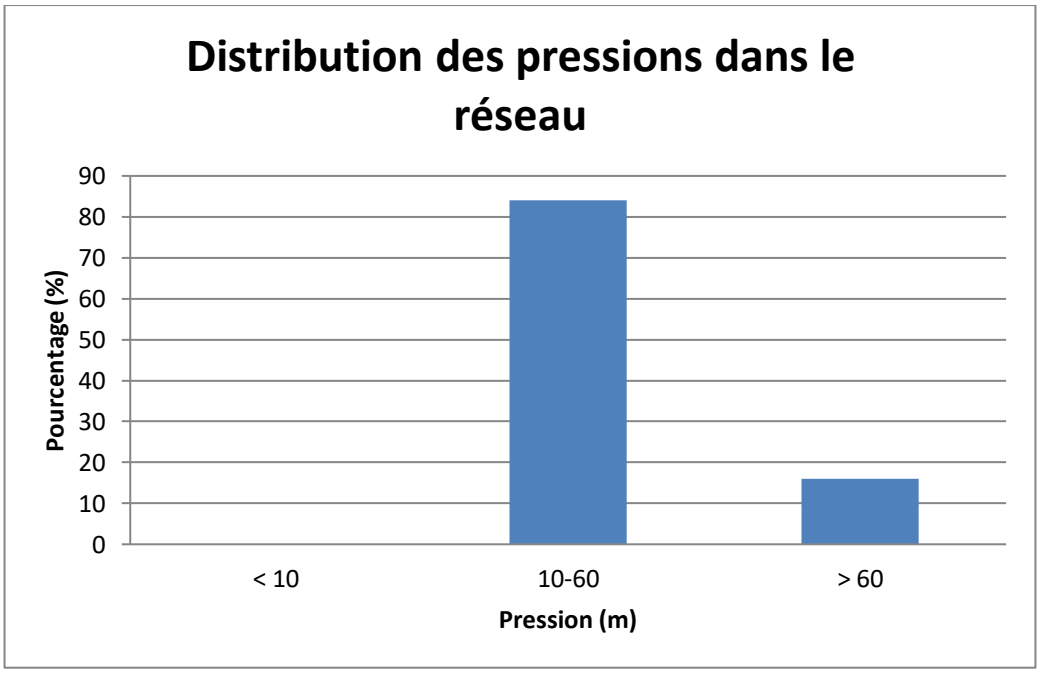


Figure VII.2: Distribution des pressions dans le réseau en cas de pointe

On remarque que :

- 0% des pressions sont inferieures à 10 m.
- 84% des pressions sont entre 10 et 60 m.
- 16% des pressions sont supérieures à 60 m.

VII.8.3.Discussion des résultats de la simulation hydraulique :

L'évaluation du comportement hydraulique du réseau à l'horizon 2055 met en évidence une répartition globalement satisfaisante des pressions et des vitesses. En effet, aucun nœud ne présente une pression inférieure à 10 mCE, ce qui garantit une alimentation minimale pour l'ensemble des usagers. La majorité des pressions, soit 84 %, se situent dans l'intervalle recommandé de 10 à 60 mCE, assurant ainsi un fonctionnement conforme aux normes de confort hydraulique.

En revanche, environ 16 % des nœuds présentent des pressions supérieures à 60 mCE. Ces surpressions atteignent ponctuellement près de 7 bars, une valeur relativement élevée mais qui demeure acceptable pour les conduites en PEHD PN10 retenues dans ce projet. La présence de vannes réductrices de pression a joué un rôle déterminant dans la régulation de ces excès, en maintenant la majorité des pressions dans la plage optimale.

En ce qui concerne les vitesses, les résultats sont particulièrement satisfaisants : 100 % des conduites présentent des vitesses comprises entre 0,3 et 1,5 m/s, ce qui correspond à la fourchette recommandée pour garantir la qualité de l'eau et éviter les dépôts. Aucune valeur n'a été relevée au-delà de 1,5 m/s, limitant ainsi les risques d'érosion des parois.

Ces résultats traduisent une bonne adaptation du schéma hydraulique retenu et confirment que, malgré les contraintes topographiques de la zone, le réseau conçu permet d'assurer un service fiable et efficace, tant en termes de pression que de vitesse d'écoulement.

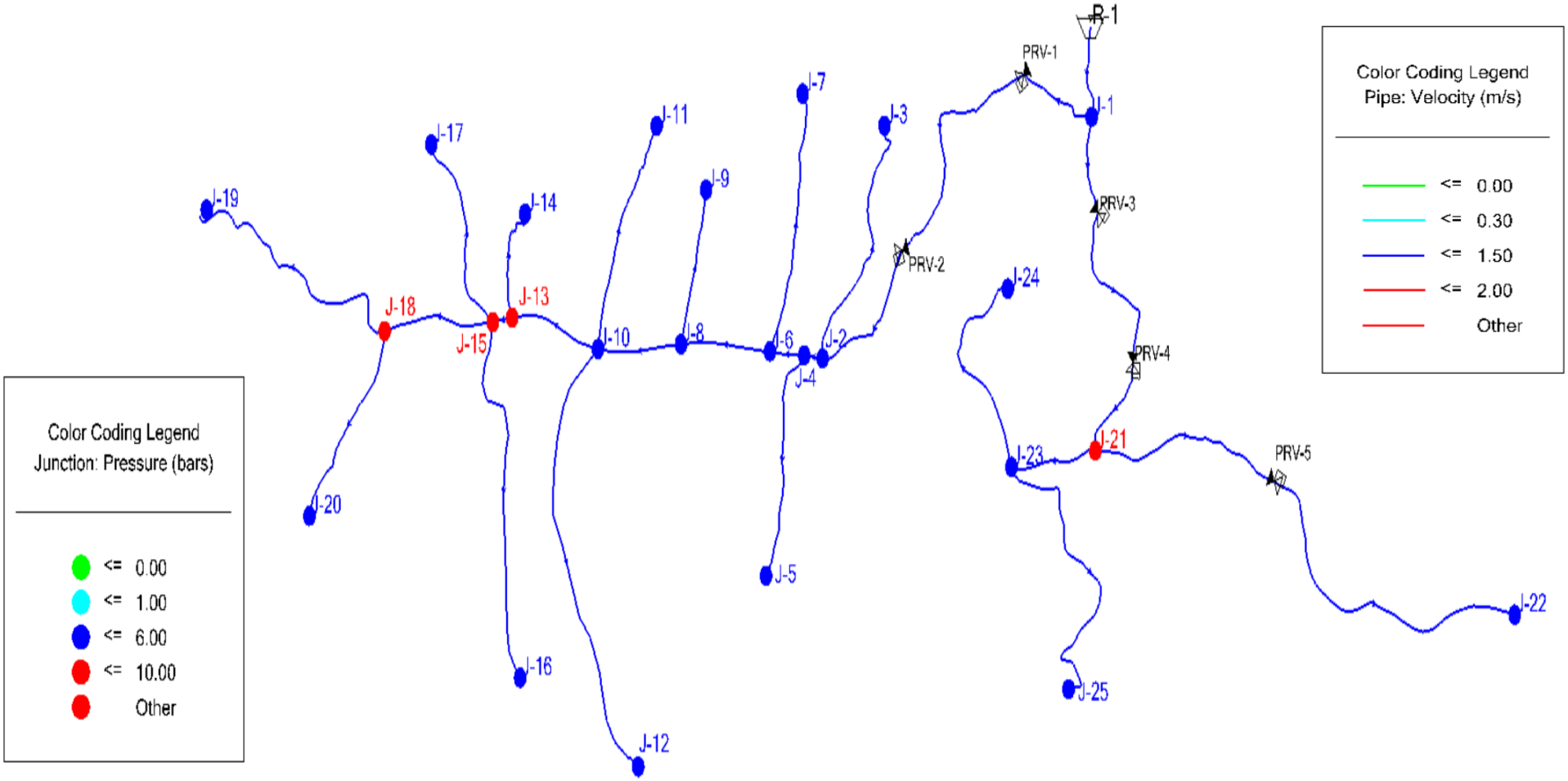


Figure VII.3: Simulation sur WaterCAD pour le cas de point

VII.9.CAS DE POINTE + INCENDIE :

Cette section traite du cas de pointe majoré d'un incendie. Une durée d'intervention de deux heures a été retenue pour la situation incendie. Ainsi, une réserve de 120 m³ est prévue dans le réservoir, correspondant à un débit d'incendie de 17 L/s pendant les 2 heures. Ce débit sera soutiré au niveau du nœud n10**.**

Alors ; $\boldsymbol{Qn10 = 3.73 + 17 = 20.73\ l/s}$

Donc le débit Qpte sera égal à : $Qpte = 43.31 + 17 = 60.31\ l/s$

VII.10.LES PARAMETRES HYDRAULIQUES DU RESEAU(CAS DE POINTE + INCENDIE) :

VII.10.1.Vitesses et pertes de charge :

Tableau VII.4:Les paramètres hydrauliques en cas de pointe + incendie

Nœud de départ	Nœud d'arrivée	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (L/s)	Vitesse (m/s)	Perte de charge (m)
R-1	J-1	286	250	60.31	1.58	2.4
J-2	J-4	92	250	40.61	1.06	0.38
J-4	J-6	170	250	38.59	1.01	0.63
J-6	J-8	444	250	36.78	0.96	1.5
J-1	PRV-1	380	250	43.94	1.15	1.79
PRV-1	PRV-2	949	250	43.94	1.15	4.46
PRV-2	J-2	573	250	43.94	1.15	2.69
J-8	J-10	415	200	34.66	1.42	3.74
J-1	PRV-3	303	200	12.68	0.52	0.44
PRV-3	PRV-4	606	200	12.68	0.52	0.88
PRV-4	J-21	359	200	12.68	0.52	0.52
J-10	J-13	445	160	11.2	0.72	1.51
J-13	J-15	97	160	9.65	0.62	0.25
J-15	J-18	547	125	5.82	0.61	1.87
J-21	J-23	426	110	5.13	0.7	2.17
J-21	PRV-5	645	110	2.79	0.38	1.11
PRV-5	J-22	1751	110	2.79	0.38	3
J-18	J-19	1188	75	1.38	0.4	3.66
J-10	J-12	1592	75	1.85	0.54	8.25
J-23	J-25	1182	75	1.38	0.4	3.64
J-18	J-20	1042	63	1.21	0.5	5.88
J-10	J-11	752	63	0.88	0.37	2.42
J-4	J-5	738	63	0.86	0.36	2.28
J-23	J-24	808	63	0.94	0.39	2.92
J-15	J-17	728	63	0.85	0.35	2.2
J-2	J-3	429	50	0.51	0.34	1.59

Tableau VII.4:Les paramètres hydrauliques en cas de pointe + incendie

Nœud de départ	Nœud d'arrivée	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (L/s)	Vitesse (m/s)	Perte de charge (m)
J-8	J-9	484	50	0.56	0.37	2.11
J-15	J-16	592	50	0.69	0.45	3.73
J-6	J-7	469	50	0.55	0.36	1.98
J-13	J-14	393	40	0.46	0.51	4.16

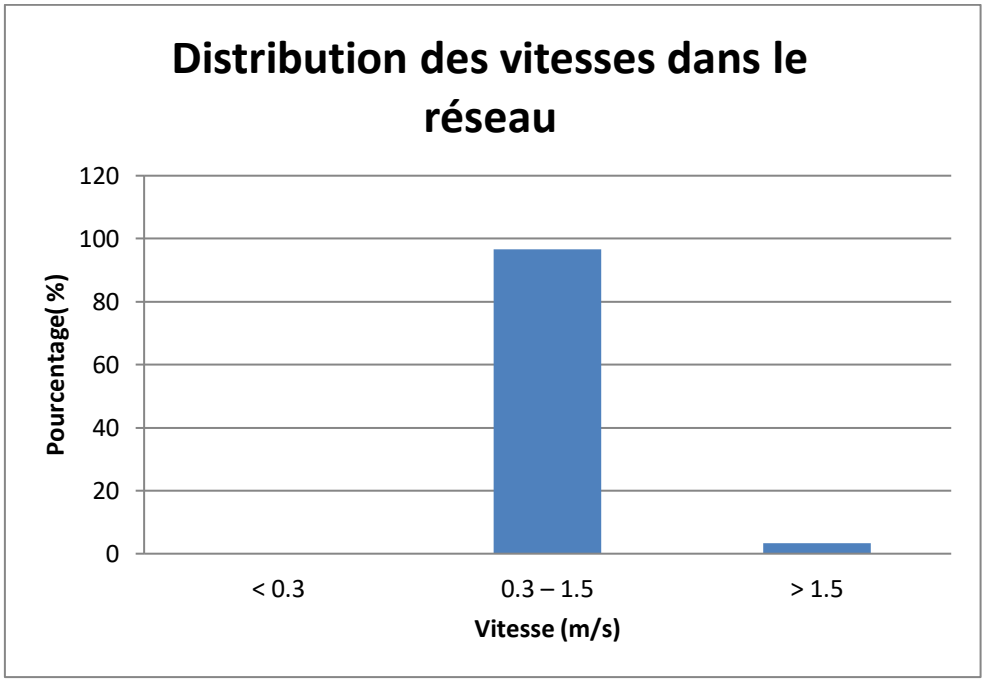


Figure VII.4: Distribution des vitesses dans le réseau cas de pointe + incendie

On remarque que :

- 0% des vitesses sont inferieures à 0.3 m/s.
- 96.67% des vitesses sont entre 0.3 et 1.5 m/s.
- 3.33% des vitesses sont supérieures à 1.5 m/s.

VII.10.2.Pressions et cotes piézométrique :

Tableau VII.5: Cote de terrain, pression et cote piézométrique de chaque nœud en cas de pointe + incendie

Nœud	Elévation (m)	Cote piézométrique (m)	Pression (m)
J-1	445.15	482.95	37.8
J-2	286.03	334.83	48.8
J-3	322	334	12
J-4	284.92	334.52	49.6
J-5	314.85	332.85	18
J-6	286.05	333.85	47.8

Tableau VII.5: Cote de terrain, pression et cote piézométrique de chaque nœud en cas de pointe + incendie (Suite)

Nœud	Elévation (m)	Cote piézométrique (m)	Pression (m)
J-7	320	332.6	12.6
J-8	282.92	332.32	49.4
J-9	312.07	330.87	18.8
J-10	275.67	328.57	52.9
J-11	317.96	326.96	9
J-12	316	321.2	5.2
J-13	264.46	326.86	62.4
J-14	274.09	322.89	48.8
J-15	266.09	326.59	60.5
J-16	284.91	323.31	38.4
J-17	320	325.5	5.5
J-18	260.13	324.63	64.5
J-19	309.9	322.1	12.2
J-20	275.04	319.14	44.1
J-21	305.57	369.77	64.2
J-22	247.17	296.87	49.7
J-23	315	367.8	52.8
J-24	335.4	365.4	30
J-25	351	365	14

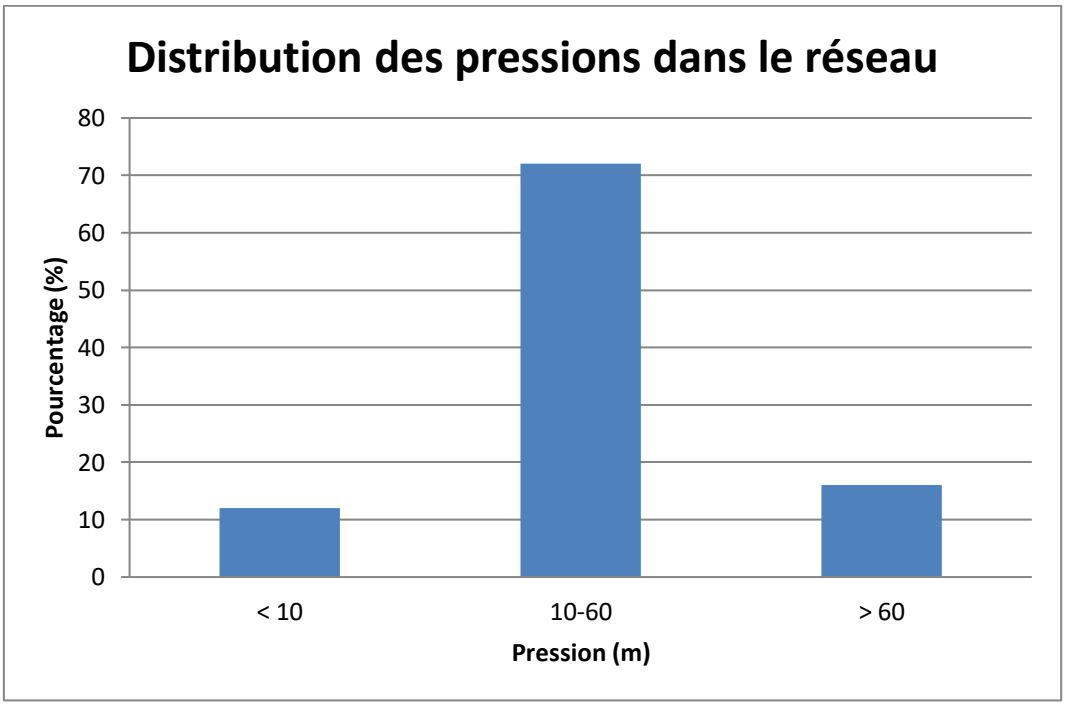


Figure VII.5: Distribution des pressions dans le réseau en cas de pointe + incendie

On remarque que :

- 12% des pressions sont inferieures à 10 mce.
- 72% des pressions sont entre 10 et 60 mce.
- 16% des pressions sont supérieures à 60 mce.

VII.10.3.Discussion des résultats de la simulation hydraulique (cas de pointe + incendie) :

La simulation montre que 12 % des nœuds ont une pression inférieure à 10 mCE, sans toutefois descendre sous 0,5 bar, ce qui permet d'éviter toute dépression. La majorité (72 %) des pressions se situe entre 10 et 60 mCE, tandis que 16 % dépassent 60 mCE, avec un maximum proche de 7 bars, valeur tolérable pour les conduites en PEHD PN10 adoptées dans ce projet.

Concernant les vitesses, 96.67 % des conduites présentent des valeurs comprises entre 0,3 et 1,5 m/s. Les vitesses supérieures à 1,5 m/s concernent 3.33 % (dans un seul tronçon) du réseau, mais elles ne dépassent pas 2 m/s, seuil encore considéré comme acceptable. Globalement, le réseau reste performant même dans ce scénario critique, avec des pressions et vitesses maîtrisées.

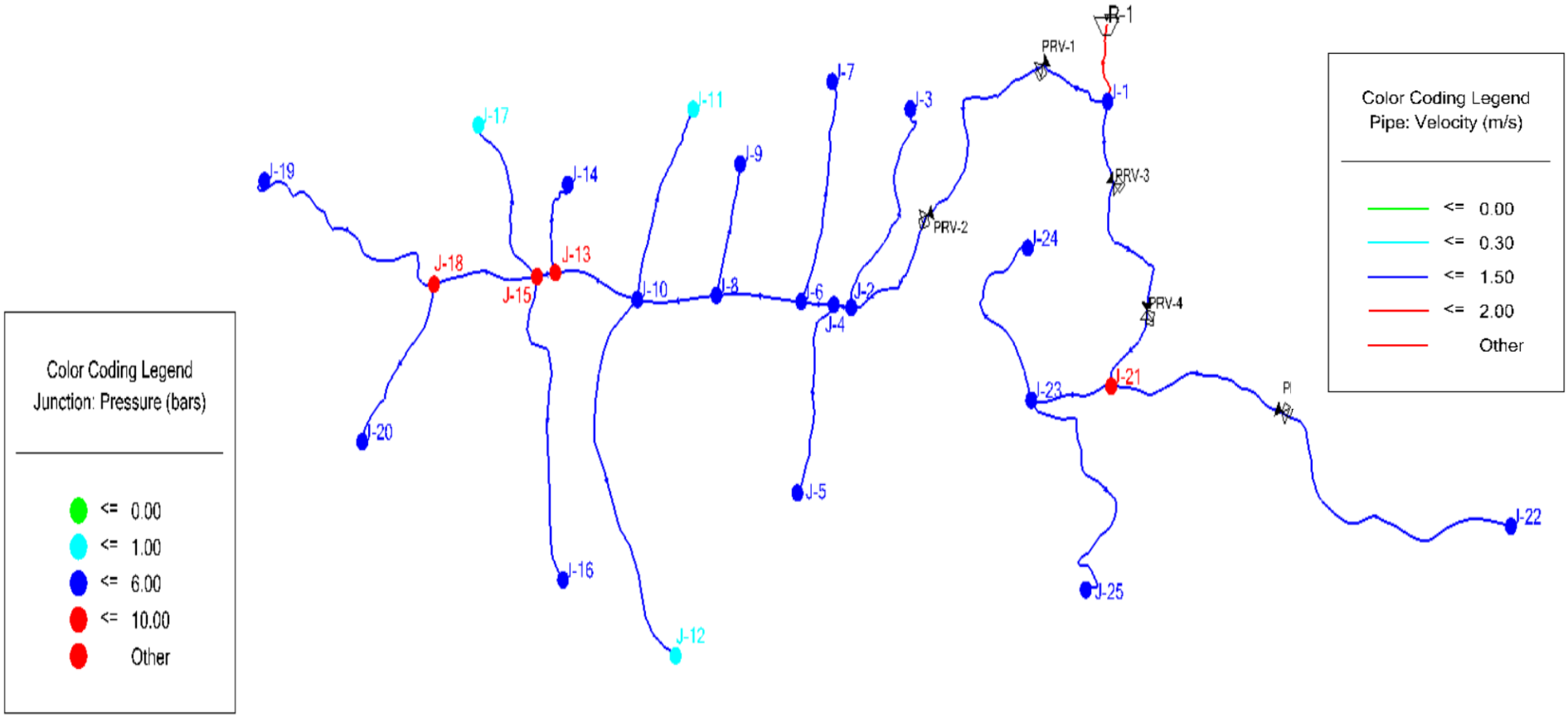


Figure VII.6: Simulation sur WaterCAD pour le cas de pointe + incendie

VII.11.CONCLUSION :

La simulation hydraulique du réseau d'AEP de Temloul sous WaterCAD a permis de confirmer la fiabilité du dimensionnement proposé. Grâce aux vannes réductrices de pression, les pressions sont restées majoritairement comprises entre 10 et 60 mCE, tandis que les vitesses, situées entre 0,3 et 1,5 m/s, respectent les normes des conduites en PEHD. Même en cas de pointe avec incendie, le réseau conserve des performances acceptables, assurant ainsi une distribution continue et équilibrée pour la population.

CHAPITRE VIII: POSE DE CANALISATION ET ACCESSOIRES

VIII.1.INTRODUCTION :

La pose de canalisations constitue une étape essentielle dans la réalisation d'un réseau d'adduction et de distribution d'eau potable. Elle garantit la mise en place efficace et durable des conduites permettant d'acheminer l'eau depuis les points de captage ou de stockage jusqu'aux zones de consommation. Cette opération ne se limite pas uniquement au positionnement physique des conduites dans la tranchée ; elle implique également le respect de normes techniques strictes, la mise en œuvre de méthodes adaptées selon la nature du terrain, ainsi que l'intégration d'accessoires indispensables (vannes, ventouses, regards, etc.) assurant la régulation, le contrôle et l'entretien du réseau.
Le présent chapitre décrit les principes, les étapes et les précautions à prendre lors de la pose des canalisations et de leurs accessoires, afin de garantir la performance hydraulique et la pérennité de l'ouvrage.

VIII.2.POSE DE CANALISATION:

VIII.2.1.Type de canalisation :

Le réseau de distribution de notre projet est de type ramifié, composé de conduites principales et de conduites secondaires alimentant directement les abonnés assurant l'amenée d'eau vers les différents secteurs.
Les conduites sont réalisées en PEHD avec des diamètres variant de Ø40 mm à Ø250 mm, adaptés selon les débits à transporter et les contraintes hydrauliques du réseau.

VIII.2.2.Principe de pose de canalisation :

Les conduites sont, dans la plupart des cas, installées en tranchée, sauf situations particulières où elles peuvent être posées directement sur le sol, à condition qu'elles soient soigneusement entretenues et protégées.
Lorsqu'elles sont placées en tranchée, celle-ci doit présenter une largeur suffisante pour permettre le passage et l'intervention des ouvriers. Le fond est préparé et nivelé conformément au profil en long prévu pour la conduite.
Un élargissement localisé est aménagé au niveau des joints (niches) afin de faciliter leur réalisation.
L'épaisseur de recouvrement au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite varie selon les conditions climatiques : environ 1 m en zones tempérées et entre 1,25 m et 1,50 m dans les régions à hivers rigoureux.
Le tracé des conduites doit intégrer des points bas pour la vidange et des points hauts pour l'évacuation de l'air, que ce soit lors du remplissage ou durant l'exploitation. Pour cela, on adopte généralement un profil en dents de scie, avec des pentes de quelques millimètres par mètre et un changement de pente tous les 200 à 400 mètres.
Lors de la pose, les conduites doivent être distantes d'au moins 10 cm de tout obstacle rigide, de 30 cm des câbles électriques et de 60 cm des conduites de gaz.

VIII.2.3.Pose de canalisations en terrain ordinaire :

Dans le cas d'une pose en terrain ordinaire, la canalisation est installée dans une tranchée dont la largeur minimale est de 60 cm. La profondeur doit permettre l'installation complète du lit de pose, de la conduite et de la couche de remblai, soit au moins 80 cm. Le fond de la tranchée est préparé avec un lit de sable d'une épaisseur comprise entre **1**5 et 20 cm, soigneusement nivelé pour assurer un bon appui à la conduite. Avant la mise en place, les conduites sont triées afin d'écarter toute pièce endommagée (chocs, fissures, défauts visibles). La descente des conduites dans la tranchée peut s'effectuer manuellement ou à l'aide de moyens mécaniques. Lorsque les conduites sont assemblées par soudage, cette opération est réalisée de préférence en fond de tranchée, avec un calage approprié (butées de terre ou madriers en bois placés perpendiculairement à l'axe de la conduite).

Le remblayage débute par un enrobage de la conduite jusqu'à 0,30 m au-dessus de sa génératrice supérieure, effectué en couches successives, arrosées et compactées avec une terre purgée de pierres. La finition est réalisée avec un remblai en tout-venant.

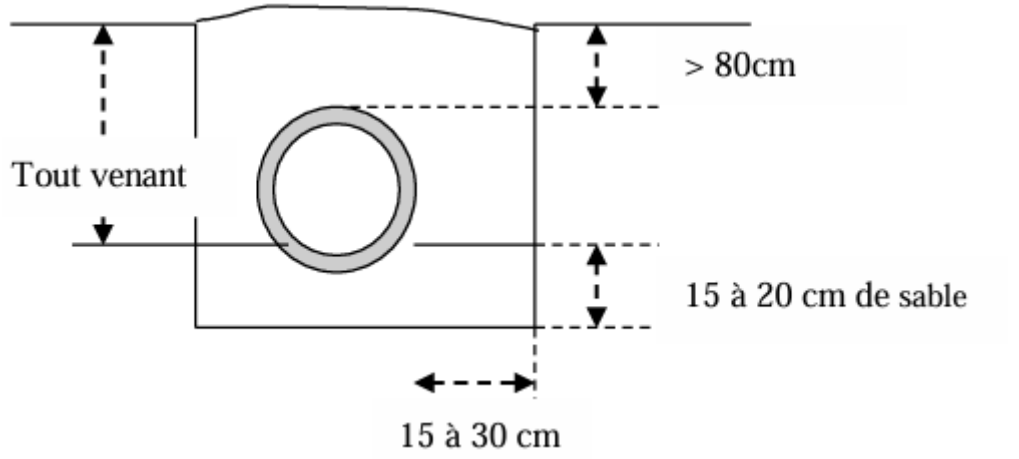


Figure VIII.1: Pose de canalisation dans un terrain ordinaire (*Salah.B AEP*)

VIII.3.LES TECHNIQUES DE SOUDAGE :

Pour les conduites en matériaux plastiques, les méthodes d'assemblage les plus couramment utilisées sont l'électro soudage et le soudage bout à bout. Ces procédés permettent d'assurer l'étanchéité et la solidité des raccordements, tout en garantissant la durabilité du réseau.

VIII.3.1.Technique de l'électro-soudage :

L'électro-soudage est une méthode fiable et largement maîtrisée, consistant à assembler des conduites au moyen d'un manchon ou d'une prise de déviation électro-soudable intégrant une résistance chauffante. Cette dernière, constituée d'un enroulement métallique, fournit grâce à l'effet Joule l'énergie nécessaire pour provoquer la fusion et l'interpénétration des macromolécules du polyéthylène.
Ce procédé offre l'avantage d'assurer une liaison solide par fusion, tout en étant relativement simple à mettre en œuvre. Toutefois, il présente un inconvénient notable : son

coût élevé pour les grandes sections, en raison du prix important des pièces de connexion. (*univ-oeb.dz 2020*)



Figure VIII.2 : Assemblage par électro-soudage

(Source: *Formatub, Machine électrosoudable*)

VIII.3.2.Procédé de soudage bout à bout :

Le soudage bout à bout est une méthode d'assemblage des matériaux thermoplastiques qui repose sur la fusion des extrémités de deux tubes à l'aide d'une plaque chauffante, appelée miroir. Cette technique consiste à chauffer les surfaces à assembler jusqu'à ramollissement, puis à les mettre en contact afin de permettre un mélange homogène de la matière fondue. L'ensemble est ensuite laissé à refroidir pour assurer la liaison définitive. (*univ-oeb.dz* 2020)



Figure VIII.2: Soudage bout à bout

(Source: *Made in China Products, Machine de soudage bout à bout*)

VIII.4.ACCESSOIRES :

Le long d'une canalisation, divers accessoires et organes hydrauliques sont installés afin d'assurer le fonctionnement optimal et la sécurité du réseau. Ces dispositifs remplissent plusieurs fonctions essentielles, telles que le maintien d'un écoulement régulier, l'isolement de certaines sections pour permettre des interventions, la modification de la direction ou du diamètre des conduites, ainsi que la réalisation de raccordements. Ils jouent également un rôle important dans la régulation des pressions, la mesure des débits, la vidange des conduites et la gestion de l'air présent dans le réseau, contribuant ainsi à prévenir les surpressions, les coups de bélier et la formation de poches d'air.

VIII.4.1.Les vannes :

Dans un réseau d'adduction ou de distribution d'eau, les vannes constituent des éléments essentiels pour le contrôle, l'exploitation et la maintenance des canalisations. Elles permettent principalement :

- d'isoler des tronçons afin de réaliser des réparations ou des interventions.
- de réguler les débits.
- de protéger les installations contre les surpressions ou variations de pression.
- de faciliter la vidange ou la mise hors service de certaines sections.

Un robinet-vanne se compose généralement de :

- **Une enveloppe :** (corps et chapeau) assurant l'interface entre le fluide et l'extérieur, fabriquée le plus souvent en acier ou en fonte.
- **Un obturateur :** (clapet, membrane ou opercule) assurant la fermeture du passage entre l'amont et l'aval.
- **Un système de raccordement :** à la tuyauterie, pouvant être boulonné (à brides), vissé ou soudé.
- **Un mécanisme de manœuvre :** (volant, levier, tige filetée, actionneur motorisé) permettant l'ouverture ou la fermeture de l'obturateur.
- **Un dispositif d'étanchéité dynamique :** (joints, presse-étoupes) empêchant toute fuite vers l'extérieur.

On distingue principalement deux types :

VIII.4.1.1.Les robinets-vannes à opercule (ou à coin) :

Utilisés pour le sectionnement total, ils doivent être soit complètement ouverts, soit totalement fermés. Ils sont robustes et fiables, mais plus encombrants que les vannes papillon. Sur les grands diamètres, des by-pass peuvent être ajoutés pour équilibrer les pressions lors des manœuvres.



Figure VIII.3: Robinet vanne à opercule

(Source: *Interhydro Products RV à opercule*)

VIII.4.1.2.Les vannes papillon :

Fonctionnant par rotation d'un quart de tour, elles peuvent servir aussi bien pour le sectionnement que pour la régulation. Elles présentent un encombrement réduit, sont légères, faciles à manœuvrer et génèrent de faibles pertes de charge à pleine ouverture. Elles sont souvent privilégiées pour les grands diamètres (supérieurs à 250-300 mm) et peuvent être motorisées pour un pilotage à distance.



Figure VIII.4: Robinet-vanne papillon à brides

(Source: *Interhydro Products RV papillon à brides*)

VIII.4.1.3.Autres types de vannes spécifiques :

- **Vannes d'altitude :** placées à l'entrée des réservoirs surélevés, elles se ferment automatiquement lorsque le niveau maximal est atteint, évitant ainsi tout débordement.
- **Robinets à flotteur :** situés dans les réservoirs ou bâches, ils commandent l'ouverture ou la fermeture de l'alimentation en fonction du niveau d'eau.
- **Vannes de réduction de pression :** régulent la pression dans les conduites pour la maintenir à une valeur prédéterminée.
- **Robinets de décharge :** installés aux points bas du réseau, ils permettent la vidange des canalisations vers un exutoire approprié.

VIII.4.2.Les clapets :

Les clapets, ou clapets anti-retour, sont des dispositifs hydrauliques destinés à permettre l'écoulement du fluide dans un seul sens et à empêcher tout retour en arrière. Leur présence est indispensable pour protéger les équipements et assurer le bon fonctionnement du réseau.

Ils sont très utilisés dans les stations de pompage, généralement installés immédiatement en sortie des pompes, entre celles-ci et les robinets de sectionnement. Cette disposition permet de prévenir tout reflux d'eau vers la pompe lors d'un arrêt, ce qui réduit les risques de dommages mécaniques.

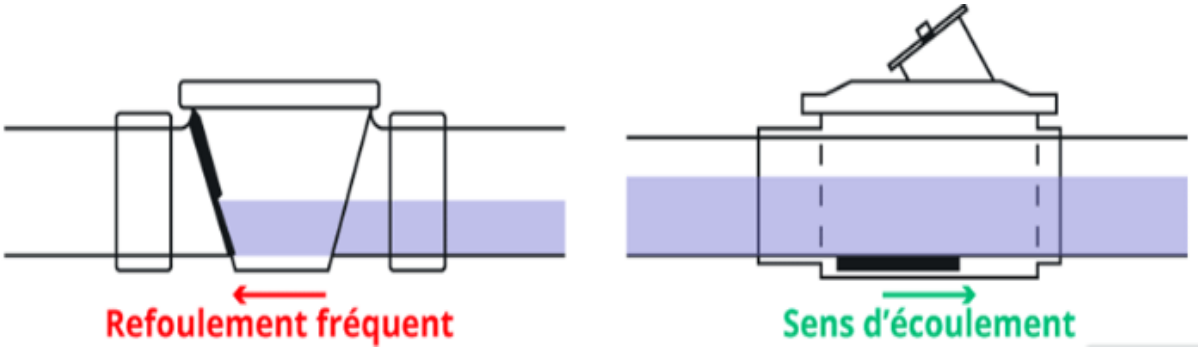


Figure VIII.5: Schéma de fonctionnement d'un clapet anti-retour

(Source: *comptoir bricozor Clapet anti-retour* 2024)

VIII.4.3.Les ventouses :

Les ventouses sont des dispositifs installés généralement aux points hauts des conduites afin d'évacuer l'air accumulé, issu notamment du dégazage de l'oxygène dissous dans l'eau. Elles sont placées dans des regards visitables pour permettre leur contrôle et leur entretien.

En plus de supprimer les poches d'air lors du fonctionnement normal du réseau, les ventouses automatiques assurent également l'évacuation rapide de l'air lors de la mise en eau de la canalisation et, inversement, permettent l'admission d'air lors de la vidange provoquée. Cette fonction évite la formation de dépressions susceptibles d'endommager la conduite. Le bon fonctionnement de ces dispositifs doit être vérifié périodiquement afin de garantir la sécurité et la performance du réseau.



Figure VIII.6: Ventouse simple fonction

(*CPH Hydro Products, Ventouse* [sans date])

VIII.4.4.Bouches et poteaux d'incendie :

Les bouches et poteaux d'incendie sont des dispositifs essentiels pour la lutte contre le feu, conçus pour fournir rapidement un volume important d'eau aux équipes de secours. Leur diamètre nominal est généralement normalisé à 80, 100 ou 150 mm et leur alimentation doit se faire par des conduites de même diamètre afin de garantir un débit minimal de 17 L/s sous une pression d'au moins 1 bar. Le réseau d'alimentation doit également comporter une réserve permettant de mettre à disposition 120 m³ d'eau en cas d'intervention.

L'espacement entre deux poteaux d'incendie est limité à 200 m (ou 100 m en zone à haut risque) et leur implantation vise à réduire la longueur des branchements. Pour éviter le gel, ils sont vidés après usage grâce à un système de drainage à leur base.



Figure VIII.7 : Poteau d'incendie

(*G2H Products, Poteau d'incendie* [sans date])

VIII.4.5.Les régulateurs de pression :

Les régulateurs de pression sont des dispositifs de vannage conçus pour introduire une perte de charge variable, permettant de maintenir la pression en aval à une valeur de consigne constante, indépendamment des variations de débit ou de la pression en amont.

VIII.4.6.Les mesures de pressions et de débit :

VIII.4.6.1.Mesure de la pression :

La pression dans une conduite est mesurée à l'aide de manomètres, dont les principaux types sont :

- Manomètre à soufflet
- Manomètre à capsule
- Manomètre à membrane

VIII.4.6.2.Mesure de débit :

Les dispositifs les plus courants sont :

- **Débitmètres à organes déprimogènes** (comme le diaphragme, le venturi ou la tuyère) : ils créent un rétrécissement dans la conduite, ce qui provoque une augmentation de la vitesse et une baisse de pression. La différence de pression relevée sert à déterminer le débit.
- **Débitmètres à ultrasons** : utilisent des ondes sonores émises à travers le fluide ; le temps de parcours du signal permet de calculer sa vitesse, et donc le débit.

VIII.4.7.Les pièces spéciales :

Dans les réseaux d'adduction et de distribution d'eau, certaines pièces spécifiques permettent de relier, adapter ou orienter les conduites selon les besoins du tracé. Les principales sont :

VIII.4.7.1.Cônes :

Servent à relier deux conduites de diamètres différents ou à raccorder un accessoire (pompe, vanne, etc.) à une conduite. On les trouve notamment à l'entrée et à la sortie des pompes.



Figure VIII.8: Cône à brides

(*Produits Industriels Lorrains (P.I.L), Raccord AEP* [sans date])

VIII.4.7.2.Croix de jonction :

Permettent de croiser deux conduites perpendiculaires. Elles peuvent avoir des embouts de diamètres identiques ou différents et se présenter avec des raccords à brides ou à emboîtements.



Figure VIII.9 : Croix de jonction à brides

(*Produits Industriels Lorrains (P.I.L), Raccord AEP* [sans date])

VIII.4.7.3.Manchons :

Pièces utilisées pour assembler deux tronçons de conduites ou pour raccorder des accessoires (robinets-vannes, joints, etc.). Ils existent en plusieurs formes selon le type de raccordement.



Figure VIII.10: Manchon à brides

(Source: *Produits Industriels Lorrains (P.I.L), Raccord AEP*)

VIII.4.7.4.Coudes :

Utilisés pour changer la direction d'une conduite. Ils se déclinent selon différents angles standards (90°, 45°, 22°30', 11°15'). Des massifs de butée assurent leur stabilité.



Figure VIII.11: Coude 45° à brides

(Source: *Produits Industriels Lorrains (P.I.L), Raccord AEP*)

VIII.4.7.5.Tés :

Pièces en forme de « T » permettant de prélever ou d'ajouter un débit dans une canalisation. Elles sont fréquentes dans les réseaux maillés, ramifiés ou lors de piquages sur les conduites d'adduction.



Figure VIII.12: Té à brides

(Source: *Produits Industriels Lorrains (P.I.L), Raccord AEP*)

VIII.5.CONCLUSION :

Dans ce chapitre, nous avons présenté les normes, méthodes et éléments nécessaires à la pose des conduites, afin de garantir un fonctionnement optimal du réseau. Nous avons également présenté les différents accessoires de raccordement, en soulignant l'importance d'un assemblage correct pour assurer la continuité et la fiabilité de l'installation.

CHAPITRE IX : MANAGEMENT DU PROJET

IX.1.INTRODUCTION :

L'organisation de chantier est une étape essentielle pour assurer la réussite d'un projet. Elle permet de planifier les travaux, de gérer les moyens humains et matériels, et d'estimer les coûts afin de respecter les délais. Avant le début des travaux, une planification théorique est nécessaire, suivie d'un devis estimatif donnant une idée précise du coût global du projet.

IX.2.DEFINITION DE L'ORGANISATION DE CHANTIER :

L'organisation de chantier désigne l'ensemble des dispositions mises en place pour assurer le bon déroulement des travaux dans les meilleures conditions possibles. Elle consiste à anticiper et à planifier l'utilisation des ressources humaines, matérielles et en matériaux afin de garantir la rapidité, la qualité et l'économie dans l'exécution du projet.

Elle comprend notamment :

- l'analyse du projet et la recherche des procédés les plus adaptés,
- la définition des modes opératoires,
- l'établissement d'un plan d'installation du chantier et d'un planning prévisionnel,
- ainsi que la vérification régulière des prévisions tout au long de l'exécution.

Ainsi, l'organisation de chantier vise à coordonner efficacement tous les moyens nécessaires pour atteindre les objectifs de sécurité, de rentabilité et de respect des délais.

IX.3.REALISATION D'UN RESEAU D'AEP :

La mise en place d'un réseau d'alimentation en eau potable se déroule selon une succession d'étapes techniques bien définies. Elle commence par l'implantation du tracé des conduites et l'ouverture des tranchées aux dimensions prévues. Le fond de fouille est ensuite préparé à l'aide d'une couche de sable destinée à stabiliser et protéger les canalisations.

Une fois ce lit de pose aménagé, les conduites sont installées conformément aux plans, puis soumises à des essais de pression et d'étanchéité afin de vérifier la fiabilité des assemblages. Après ces contrôles, un premier recouvrement en sable est effectué pour protéger les conduites, suivi du remblayage progressif de la tranchée par couches compactées, assurant ainsi la stabilité de l'ouvrage et la durabilité du réseau.

IX.4.TRACE DES TRANCHEES SUR LE TERRAIN :

Avant toute mise en œuvre des travaux de pose des conduites, il est essentiel d'effectuer les opérations de piquetage et de jalonnement. Ces actions permettent :

- De reporter sur le terrain l'axe et le profil des canalisations prévues.

- De repérer avec précision la position des différents ouvrages souterrains déjà en place, tels que les réseaux d'assainissement, les câbles électriques ou téléphoniques, ainsi que les conduites de gaz.

IX.5.EXCAVATION DES TRANCHEES :

Le creusement des tranchées se fait généralement à l'aide d'engins mécaniques, en tenant compte de la nature du sol. La profondeur minimale adoptée est de 0,80 m, ce qui permet :

- De maintenir la fraîcheur de l'eau, surtout en période de forte chaleur ;
- D'éviter les conflits éventuels avec d'autres réseaux enterrés, comme les conduites d'assainissement situées en dessous.

La largeur de la tranchée doit offrir un espace suffisant pour que les ouvriers puissent intervenir aisément, avec un jeu libre d'environ 15 cm de chaque côté de la canalisation. Cette largeur dépend directement du diamètre des conduites posées. Des élargissements ponctuels, appelés niches, sont également aménagés au niveau des jonctions entre tuyaux, et peuvent nécessiter un approfondissement local de la fouille.

Ainsi, trois paramètres principaux doivent être définis avant toute excavation :

- La profondeur de la tranchée (Htr) ;
- La largeur de la tranchée (b) ;
- La distance de placement de la cavalière.

IX.6.AMENAGEMENT ET MISE EN PLACE DU LIT DE POSE :

Avant de procéder à la pose des conduites, certaines préparations sont indispensables :

- Les déblais accumulés le long de la tranchée doivent être nettoyés des pierres volumineuses, afin d'éviter qu'elles ne tombent ultérieurement sur les canalisations installées.
- Le fond de la tranchée doit être soigneusement réglé et nivelé, de manière à assurer une répartition uniforme des pressions, notamment au niveau des zones de changement de pente.
- Enfin, un lit de pose est réalisé au fond de la fouille. Il est généralement constitué de sable ou de terre meuble, choisi en fonction de la nature du sol en place. Ce lit est ensuite compacté et mis en forme sur une épaisseur moyenne de 10 cm, garantissant ainsi une assise régulière et stable pour les conduites.

IX.7.MISE EN PLACE DES CONDUITES

Avant d'abaisser les conduites dans la tranchée, un contrôle préalable est effectué afin d'éliminer celles qui présentent des défauts visibles, tels que des fissures, des éclats ou des chocs susceptibles de compromettre leur solidité. Les éléments conformes sont ensuite

descendus avec soin au fond de la fouille, à l'aide d'un engin de levage adapté, particulièrement pour les conduites de grand diamètre.

Lors de la pose, il est essentiel de vérifier régulièrement l'alignement et le niveau des tuyaux pour garantir le respect du tracé prévu. Des instruments de mesure, tels que les niveaux et les visées d'axe, sont utilisés à intervalles réguliers (environ tous les 80 m). Si un ajustement s'avère nécessaire, le calage se fait uniquement avec du sable ou de la terre meuble compactée, en évitant strictement les pierres ou matériaux durs qui pourraient endommager la canalisation.

En outre, à chaque arrêt temporaire des travaux, les extrémités des conduites mises en attente doivent être soigneusement obturées par des dispositifs de fermeture provisoires. Cette précaution vise à empêcher l'intrusion de terre, d'eau ou de tout autre corps étranger dans le réseau avant la reprise de la pose et l'installation définitive des bouchons.

IX.8. VERIFICATION DES JOINTS ET DES CONDUITES (ESSAIS DE PRESSION ET D'ETANCHEITE) :

Les essais effectués sur les conduites représentent une étape indispensable pour s'assurer de la sécurité, de la fiabilité et de la durabilité du réseau d'alimentation en eau. Ils permettent de contrôler la solidité des tuyaux, le bon état des raccordements, ainsi que l'étanchéité générale de l'ouvrage.

Parmi ces contrôles, l'essai de pression occupe une place essentielle. Il est réalisé avant le remblayage à l'aide d'une pompe d'épreuve. La conduite est d'abord remplie d'eau, puis on y applique une pression égale à 1,5 fois la pression normale de service.

L'essai dure environ 30 minutes, durant lesquelles la pression doit rester stable. Une baisse supérieure à 0,2 bar indique un défaut (fuite, joint défaillant, ou conduite endommagée) qui doit être corrigé avant de poursuivre les travaux.

IX.9. REMBLAYAGE DES TRANCHEES :

Une fois la pose et les essais des conduites terminés, on procède à leur protection par un enrobage soigné avec du sable. Ce matériau est choisi car il entoure correctement les tuyaux tout en évitant tout risque de détérioration. Après cette première étape, le remblayage de la tranchée est réalisé de manière progressive. Il se fait par couches successives, chacune étant bien compactée afin d'assurer la stabilité de l'ouvrage et de permettre une remise en état du terrain conforme à sa situation initiale.

IX.10. CHOIX DES ENGINS :

Pour mener à bien les travaux décrits précédemment, l'utilisation d'engins mécaniques adaptés est incontournable. Leur mise en œuvre permet de réduire considérablement les délais d'exécution et les coûts liés aux opérations de terrassement. Les principaux engins retenus sont :

IX.10.1. La pelle hydraulique :

Polyvalente et adaptée à différents types de sols, la pelle hydraulique constitue l'outil central des travaux de terrassement. Selon les besoins, elle peut être équipée de plusieurs accessoires :

Un godet standard pour les travaux en butée,

Un godet rétro pour le creusement de tranchées,

Un godet niveleur pour les opérations de décapage et de nivellement.

IX.10.2.Le bulldozer :

Spécialisé dans le déplacement de matériaux et le nivellement du terrain, le bulldozer est équipé d'une lame frontale qui lui permet de pousser ou de tirer de la terre, du sable ou du gravier. À l'arrière, un ripper est utilisé pour briser les sols compacts. Cet engin est très répandu dans les chantiers de terrassement, de travaux publics et dans l'exploitation minière.

IX.10.3.Le chargeur (ou chargeuse sur pneus) :

Grâce à son godet frontal, le chargeur facilite le chargement, le transport et la manutention de matériaux en vrac tels que la terre, le béton ou le gravier. Il est très efficace pour déplacer rapidement de grandes quantités et intervient aussi bien dans les travaux de construction que dans le terrassement, le recyclage ou les exploitations minières.

IX.10.4.Le compacteur :

Un compacteur est un engin de chantier utilisé pour tasser et densifier le sol ou les remblais afin d'augmenter leur portance et leur stabilité.

Il est équipé de rouleaux cylindriques ou vibrants qui exercent une forte pression sur le sol.

On l'utilise surtout après le terrassement, pour préparer les assises des routes, des tranchées ou des fondations.

IX.11.CALCUL DU VOLUME DES TRAVAUX :

IX.11.1.Profondeur de la tranchée :

La profondeur de la tranchée est déterminée par la relation suivante :

$$Htr = D + e + Hmin$$

Avec ;

Htr : profondeur totale de la tranchée (m),

D : diamètre extérieur de la conduite (m),

e : épaisseur du lit de pose, généralement comprise entre 0,10 et 0,30 m (on prend e = 0,2 m),

Hmin : recouvrement minimal au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite, fixé entre 0,80 et 1,20 m (On prend, Hmin = 1 m).

Alors ; $Htr = 1.2 + D$

IX.11.2.Largeur de la tranchée :

La largeur au fond de la tranchée doit dépasser le diamètre extérieur de la conduite afin de faciliter la pose et le compactage du remblai. Donc, on ajoute 30 cm de chaque côté de la conduite, ce qui permet d'obtenir une largeur totale conforme aux règles de dimensionnement.

La formule retenue est donc :

$$B = D + (0{,}30 \times 2)$$

Avec :

B : largeur de la tranchée (m),

D : diamètre extérieur de la conduite (m).

IX.11.3.Volume de décapage :

Le décapage correspond au retrait de la couche superficielle du sol sur toute la largeur de la tranchée. Son volume est déterminé par :

$$Vdéc = B \times h \times L$$

Avec :

B : largeur de la tranchée (m),

h : épaisseur de la couche décapée (généralement 0,10 m),

L : longueur totale de la tranchée (m).

Un tableau récapitulatif des volumes décapés ci-dessous :

Tableau IX.1: Calcul du volume de décapage

D (mm)	B(m)	L(m)	h(m)	Vdéc (m^3)
40	0.64	393	0.1	25.152
50	0.65	1974	0.1	128.31
63	0.663	4068	0.1	269.7084
75	0.675	3962	0.1	267.435
110	0.71	2822	0.1	200.362
125	0.725	547	0.1	39.6575
160	0.76	542	0.1	41.192
200	0.8	5644	0.1	564.4

Tableau IX.1: Calcul du volume de décapage

D (mm)	B(m)	L(m)	h(m)	Vdéc (m^3)
250	0.85	2894	0.1	245.99
Volume total (m^3)				1782.207

IX.11.4.Volume de déblai :

Le volume de déblai représente le volume de terre à excaver pour la pose de la conduite. Il est calculé par la formule :

$$Vd = L \times B \times Htr$$

Avec :

Vd : volume de déblai (m^3)

L : longueur de la tranchée (m)

B : largeur de la tranchée (m)

Htr : profondeur de la tranchée (m)

Un tableau récapitulatif des volumes de déblais est présenté ci-après :

Tableau IX.2 : Calcul du volume de déblai

D(mm)	B(m)	L(m)	Htr	Vdéb(m^3)
40	0.64	393	1.24	311.8848
50	0.65	1974	1.25	1603.875
63	0.663	4068	1.263	3406.417
75	0.675	3962	1.275	3409.796
110	0.71	2822	1.31	2624.742
125	0.725	547	1.325	525.4619
160	0.76	542	1.36	560.2112
200	0.8	5644	1.4	7901.6
250	0.85	2894	1.45	3566.855
Volume total (m^3)				23910.84

IX.11.5.Volume de sable pour le lit de pose :

Le volume de sable correspond à la quantité nécessaire pour constituer le lit de pose de la conduite. Il est donné par la relation :

$$Vs = B \times es \times Li$$

Avec :

Vs : volume du lit de sable (m^3)

B : largeur de la tranchée (m)

es : épaisseur du lit de sable (0.2m)

Li : longueur de la tranchée (m)

Un tableau récapitulatif des volumes de lit de sable est présenté ci-après :

Tableau IX.3: Calcul du volume de lit de sable

D (mm)	B(m)	L(m)	es(m)	Vs (m^3)
40	0.64	393	0.2	50.304
50	0.65	1974	0.2	256.62
63	0.663	4068	0.2	539.4168
75	0.675	3962	0.2	534.87
110	0.71	2822	0.2	400.724
125	0.725	547	0.2	79.315
160	0.76	542	0.2	82.384
200	0.8	5644	0.2	1128.8
250	0.85	2894	0.2	491.98
Volume total (m^3)				3564.414

IX.11.6.Volume de remblaiement des tranchées :

Le volume de remblai correspond au volume de sol à replacer dans la tranchée après la pose de la conduite et du lit de sable. Il est donné par la relation :

$$Vr = Vd - Vc - Vls$$

Avec :

Vr : volume de remblai (m^3)

Vd : volume de déblai (m^3)

Vc : volume occupé par la conduite (m^3)

Vls : volume du lit de sable (m^3)

Le volume de la conduite est déterminé par :

$$Vc = \frac{\pi * Dext^2}{4} * L$$

Où :

Dext : diamètre extérieur de la conduite (m)

L : longueur de la conduite (m)

Les volumes sont présentés dans le tableau récapitulatif ci-après :

Tableau IX.4: Calcul du volume de remblai

D (mm)	L(m)	Vc(m^3)	Vdéb(m^3)	Vs (m^3)	Vr(m^3)
40	393	0.493858	311.8848	50.304	261.0869
50	1974	3.87594	1603.875	256.62	1343.379
63	4068	12.68095	3406.417	539.4168	2854.319
75	3962	17.50358	3409.796	534.87	2857.423
110	2822	26.81836	2624.742	400.724	2197.2
125	547	6.7127	525.4619	79.315	439.4342
160	542	10.89756	560.2112	82.384	466.9296
200	8924	177.31	7901.6	1128.8	6595.49
250	2894	142.0589	3566.855	491.98	2932.816
Volume total (m^3)					19948.076

IX.11.7.La bâche d'aspiration :

Une bâche d'aspiration cylindrique posée sur sol a été retenue pour l'alimentation de la station. Ses dimensions et caractéristiques principales, déterminées en fonction du volume utile et des conditions d'exploitation, sont présentées dans le tableau ci-après.

Tableau IX.5: Caractéristiques de la bâche d'aspiration

Capacité (m3)	Surface (m2)	Dint (m)	Epaisseur de radier a (m)	Epaisseur des parois b (m)	Hauteur de la bâche (m)
10	2.54	1.8	0.3	0.3	4

IX.11.7.1.Diamètre extérieur Dext:

$$Dext = Dint + 2b$$

Dint : diamètre intérieur (1.8 m)

b : épaisseur des parois (0.3 m)

Alors ; $Dext = 2.4\,m$

IX.11.7.2.Flèche de la coupole f:

$$f = 0.104 * Dint$$

$$f = 0.187\,m$$

IX.11.7.3.Volume de décapage Vdéc:

$$Vdéc = Sb * Edéc$$

Sb : Surface de la bâche (2.54 m^2)

Edéc : épaisseur de décapage (0.1 m)

$$Vdéc = 0.254\,m^3$$

IX.11.7.4.Volume de déblai Vdéb :

$$Vdéb = Sb * h$$

Sb : Surface de la bâche (2.54 m^2)

H : hauteur de terrassement (0.5m)

$$Vdéb = 1.27\ m^3$$

IX.11.7.5.Volume de béton armé des parois Vbap :

$$Vbap = Vext - Vint$$

Vext : volume extérieur de la bâche (m^3)

$$Vext = \frac{\pi * Dext^2}{4} * H = 18.1\ m$$

Vint : volume interne de la bâche (10 m^3)

Alors ;

$$Vbap = 8.1\ m^3$$

IX.11.7.6.Volume de béton armé de la coupole Vbac :

$$Vbac = Sc * Ec$$

Ec : épaisseur de la coupole (0.2 m)

Sc : Surface de la coupole (m^2)

$Sc = 2\pi * Rmoy * f$

Rmoy : Rayon moyen (m)

f : flèche de la coupole (0.187 m)

$$Rmoy = \frac{Rint^2 + f^2}{2f} = 2.26\ m$$

Rint : Rayon intérieur de la bâche (0.9 m)

Alors ; $Sc = 2.66\ m^2$

Donc ; $Vbac = 0.532\ m^3$

IX.11.7.7.Volume de béton armé de radier Vbar :

$$Vbar = Sb * a$$

a : épaisseur de radier (0.3 m)

$$Vbar = 0.762\ m^3$$

IX.11.7.8.Volume de béton de propreté Vbp (sous radier) :

$$Vbp = Sb * Ebp$$

Ebp : épaisseur de béton de propreté (0.1 m)

$$Vbp = 0.254\ m^3$$

Ci-après, un tableau récapitulatif des volumes :

Tableau IX.6: Volume des travaux pour le réservoir

Volume de décapage (m^3)	Volume de déblai (m^3)	Volume de béton armé de radier (m^3)	Volume de béton armé des parois (m^3)	Volume de béton armé de la coupole (m^3)	Volume de béton de propreté (m3)
0.254	1.27	0.762	8.1	0.532	0.254

IX.12.CAPACITE DU GODET :

La capacité du godet d'une pelle correspond au volume de terre que le godet peut contenir et extraire en un seul cycle de travail. Généralement, pour une pelle hydraulique moyenne utilisée dans les travaux de terrassement, cette capacité varie entre 0,6 et 1,2 m³, selon le type de godet et les conditions du sol.

IX.13.CALCUL DU RENDEMENT DE LA PELLE HYDRAULIQUE R :

Le rendement horaire de la pelle peut être estimé à l'aide de la relation suivante :

$$R = \frac{3600 * kr * kt * q}{kf * Tc}$$

q : représente la capacité du godet (on prend 0.8 m^3)

Kr : coefficient de remplissage du godet, généralement compris entre 0,8 et 0,9 (on prend 0.8)

Kt : coefficient d'utilisation du temps, fonction de la nature du sol et de l'expérience de l'opérateur, situé entre 0,7 et 0,9 (on prend 0,7)

Kf : coefficient de foisonnement du sol (1.2)

Tc : durée d'un cycle de travail du godet, variant de 15 à 30 secondes (on prend 20 s).

$$R = 67.2\ m^3/h$$

En considérant une durée de travail de 8 heures par jour, le rendement journalier de l'engin est estimé à 537.6 m^3/j.

IX.14.DUREE D'EXCAVATION :

La durée nécessaire pour réaliser les travaux d'excavation peut être déterminée à partir du volume total de sol à déplacer et du rendement journalier de l'engin utilisé. Elle s'exprime par la relation suivante :

$$T = \frac{V}{R}(jours)$$

V : volume total du sol à excaver (2793.66 m³)

R : rendement journalier de l'engin (537.6 m³/j)

Alors ; $T = 52\ jours$

IX.15.PLANNING D'EXECUTION DES TRAVAUX :

Tout projet de construction comprend un ensemble de tâches à réaliser dans un délai déterminé et selon un ordre logique précis. Pour organiser et suivre l'avancement, on utilise le diagramme de Gantt, qui représente en colonnes les différentes tâches et en abscisses l'échelle de temps choisie.

La planification requiert plusieurs étapes :

- Identifier et définir l'ensemble des tâches,
- Évaluer leur durée, leur charge et les ressources nécessaires,
- Établir un ordre d'exécution cohérent,
- Construire le planning en fonction des données collectées.

IX.16.PLANIFICATION DES TRAVAUX :

La réalisation du projet peut être décomposée en tâches principales suivantes :

A. Décapage de la couche de terre végétale
B. Piquetage
C. Réalisation des tranchées
D. Préparation et aménagement du lit de pose
E. Pose des canalisations en tranchée
F. Assemblage des conduites
G. Essais d'étanchéité sur les conduites et les joints
H. Remblayage des tranchées
I. Travaux de finition.

Tableau IX.7: Détermination des délais de réalisation

Opération	Tr (jours)	DP		DPP		MT
		DCP	DFP	DCPP	DFPP	
A	35	0	35	0	35	**0**
B	20	35	55	35	55	**0**
C	52	55	107	55	107	**0**
D	30	107	137	107	137	**0**
E	60	137	197	137	197	**0**
F	30	197	227	197	227	**0**
G	20	227	247	227	247	**0**
H	30	247	277	247	277	**0**
I	40	277	317	277	317	**0**

- **TR** : durée nécessaire pour réaliser la tâche.
- **MT** : marge totale, c'est-à-dire le temps dont on dispose sans retarder le projet.
- **DCP** : date de début au plus tôt, moment où la tâche peut commencer dès que toutes les conditions sont réunies.
- **DFP** : date de fin au plus tôt, obtenue en ajoutant la durée de la tâche à sa date de début au plus tôt.
- **DCPP** : date de début au plus tard, sans retarder la fin globale du projet.
- **DFPP** : date de fin au plus tard, limite maximale pour terminer la tâche sans impact sur le délai du projet.

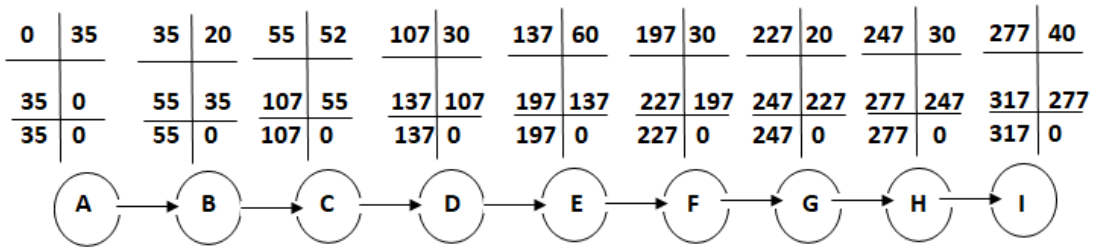


Figure IX.1: Réseau à nœud

Tableau IX.8: Diagramme de GANTT

	Jours								Observation
Opération	0	50	100	150	200	250	300	350	
A. Décapage									
B. Piquetage									
C. Tranchées									
D. Lit de pose									
E. Pose conduites									
F. Assemblage									
G. Essais									
H. Remblaiement									
I. Finitions									

L'analyse du planning montre que toutes les tâches sont situées sur le chemin critique, car elles s'enchaînent directement sans marge. Ainsi, tout retard dans une seule opération entraînera automatiquement un décalage de l'ensemble du projet. Donc, la durée totale du projet est estimée à 317 jours.

IX.17.ESTIMATION DU DEVIS :

Le devis estimatif constitue une étape essentielle pour apprécier le coût global du projet. Les résultats des calculs financiers réalisés sont regroupés et présentés dans le tableau suivant :

Tableau IX.9 : Devis quantitatif et estimatif du projet

Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant total (DA)
Décapage	m³	1782.207	1 200.00	2 138 648.40
Déblai en terrain	m³	23910.84	1 200.00	28 693 008
Lit de sable 20 cm	m³	3564.414	4 500.00	16 039 863
Remblaiment de la tranchée	m³	19948.08	300.00	5 984 424
Transport d'excés de déblai	m³	3962.76	200.00	1 188 828
Conduites PEHD PN10 Ø 40 mm	ml	393	72.00	28 296.00
Conduites PEHD PN10 Ø 50 mm	ml	1974	105.00	207 270.00
Conduites PEHD PN10 Ø 63 mm	ml	4068	171.00	695 628.00
Conduites PEHD PN10 Ø 75 mm	ml	3962	242.00	958 804.00
Conduites PEHD PN10 Ø 110 mm	ml	2822	500.00	1 411 000.00
Conduites PEHD PN10 Ø 125 mm	ml	547	638.00	348 986.00
Conduites PEHD PN10 Ø 160 mm	ml	542	1 045.00	566 390.00
Conduites PEHD PN10 Ø 200 mm	ml	5644	1 631.00	9 205 364.00
Conduites PEHD PN10 Ø 250 mm	ml	2894	2 536.00	7 339 184.00
Prix total des conduites	DA			79 034 232.48
Accessoires, main d'œuvre et transport	DA			39 517 116.24
Réservoir - Décapage	m³	0.254	1 200.00	304.80
Réservoir - Déblais	m³	1.27	1 200.00	1 524.00
Réservoir - Béton de propreté	m³	0.254	13 000.00	3 302.00
Réservoir - Béton armé	m³	9.4	55 000.00	517 000.00
Station de pompage SP1				2 341 597.19
Station de pompage SP2				9 297 058.50
SOUS-TOTAL	DA			184 756 906.61
TVA 19%	DA			35 103 812.26
TOTAL GENERAL	DA			219 860 718.87

Devis global en lettre : Deux cent dix-neuf millions huit cent soixante mille sept cent dix-huit dinars algériens et quatre-vingt-sept centime.

IX.18.INTRODUCTION A LA SECURITE SUR LE CHANTIER :

La sécurité sur le chantier constitue une préoccupation majeure, tant sur le plan humain que financier et opérationnel. L'objectif est de présenter les mesures de prévention retenues pour

ce projet afin de minimiser la fréquence et la gravité des accidents potentiels. Il s'agit d'intégrer la protection du travailleur comme une condition essentielle à la qualité et à l'efficacité des travaux.

IX.19.ANALYSE DES CAUSES POTENTIELLES D'ACCIDENTS :

Plusieurs facteurs peuvent être à l'origine d'accidents sur les chantiers hydrauliques. Ceux-ci relèvent principalement de deux grandes catégories :

Les facteurs techniques : Liés aux conditions de travail (tranchées, engins de chantier, installations électriques), à l'état des outils et aux contraintes du terrain.

Les facteurs humains : Relatifs aux comportements (négligence, fatigue), à la formation des opérateurs et à l'organisation générale des tâches.

IX.20.TYPOLOGIE DES COMPORTEMENTS DANGEREUX EN MILIEU DE TRAVAIL :

Pour ce projet, une analyse préalable a permis de lister les principales actions dangereuses à proscrire, telles que :

- Intervention sur des machines en mouvement ou des conduites sous pression.
- Manutention et stockage non sécurisés des matériaux.
- Non-utilisation des Équipements de Protection Individuelle (EPI).
- Utilisation d'outils inadaptés ou défectueux.
- Évolution dans une tranchée sans dispositif de confinement ou de signalisation.

IX.21.MESURES DE PREVENTION :

A. Prévention Collective :

- Application stricte de la réglementation en vigueur.
- Signalisation et balisage permanent des zones à risque (tranchées, stockage).
- Maintenance préventive régulière des engins et outils.

B. Prévention Individuelle :

- Fourniture et port obligatoire des EPI adaptés aux tâches (casques, gants, lunettes, chaussures de sécurité).
- Information et sensibilisation quotidienne des équipes aux risques spécifiques.

IX.22.CONCLUSION :

Une préparation rigoureuse et une organisation méthodique sont essentielles avant le lancement de tout projet. Ces étapes permettent de quantifier les travaux à réaliser, d'évaluer le budget nécessaire et d'établir un calendrier cohérent, assurant ainsi le bon déroulement des opérations.

De plus, la sécurité sur chantier doit être intégrée dès les phases initiales de planification. Une organisation bien structurée facilite l'identification anticipée des dangers, la mise en œuvre de mesures de protection appropriées et garantit la sécurité continue des équipes tout au long du projet.

CONCLUSION GENERALE :

L'objectif principal du présent travail, établi dans le cadre de ce mémoire de fin d'étude, s'est inscrit dans le contexte de l'étude du système d'alimentation en eau potable du village de Temloul (commune de Menaceur, wilaya de Tipaza).

Après avoir présenté les caractéristiques générales de la zone d'étude, suivie d'une estimation des besoins en eau projetés à l'horizon 2055, évalués à 2227,18 m³/j. Un diagnostic technique approfondi du réseau existant a ensuite été réalisé.

Ce diagnostic a mis en évidence plusieurs insuffisances, notamment la présence de fuites et de piquages illicites, des difficultés de remplissage du réservoir principal, ainsi que des pressions excessives dans certains tronçons. Afin d'y remédier, des réducteurs de pression ont été intégrés dans la modélisation hydraulique, permettant de maintenir les pressions dans la plage optimale de 10 à 60 mCE.

La solution retenue repose sur une adduction mixte (gravitaire-refoulement) alimentée depuis le réservoir de 3000 m³. Elle comprend un tronçon gravitaire de 2008 m, suivi d'un premier refoulement de la station de pompage SP1 vers SP2 sur 3531 m, puis d'un second refoulement reliant SP2 au réservoir de 1000 m³ sur 1682,29 m. La distribution gravitaire, assurée à partir de ce réservoir, s'étend sur environ 18 599 m. Les hauteurs manométriques totales atteignent 100 m pour SP1 et 195 m pour SP2. Les stations de pompage sont dotées de groupes électropompes et d'accessoires de sécurité (clapets, ventouses, réservoirs anti-bélier, etc.), garantissant la fiabilité et le bon fonctionnement hydraulique du système.

Les conduites projetées sont en PEHD PN10, avec des diamètres variant majoritairement entre 75 mm et 250 mm, dimensionnés pour répondre aux besoins actuels et futurs de la population.

L'ensemble du projet a fait l'objet d'une estimation financière, fixant le coût total à environ 219 860 718.87 DA, et d'un planning prévisionnel évaluant la durée de réalisation à près de 317 jours.

Ainsi, le réseau redimensionné et étendu garantit une alimentation en eau potable fiable, durable et adaptée aux perspectives de développement du village de Temloul.

Référence :

- SALAH Boualem, 2014

- comptoir bricozor Clapet anti-retour, 2024. [en ligne]. Disponible à l'adresse : https://comptoir.bricozor.com/clapet-anti-retour-a-quoi-ca-sert-et-comment-ca-fonctionne.html

- CPH Hydro Products, Ventouse. [en ligne]. Disponible à l'adresse : https://www.cph-hydro.com/produit/ventouse-simple-fonction-a-bride/

- E-LEARNING MSILA DZ, [sans date]. *Alimentation En Eau Potable*.

- Formatub, Machine électrosoudable. [en ligne]. Disponible à l'adresse : https://formatub-budget.com/machines-accessoires-electrosoudables/758-machine-electrosoudable-iplast-30.html

- FR-BE.TOPOGRAPHIC-MAP, 2025. Carte topographique. [en ligne]. Disponible à l'adresse : https://fr-be.topographic-map.com/

- REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES RPA, 2024. [en ligne]. Disponible à l'adresse : https://www.tarekdata.com/FR/documents/normes/RPA-2024.pdf

- G2H Products, Poteau d'incendie. [en ligne]. Disponible à l'adresse : https://geniehydraulique.com/produit/poteau-dincendie-pegase-2-avk/

- *Global Petrol Prices* [en ligne]. septembre 2024. Disponible à l'adresse : https://fr.globalpetrolprices.com/electricity_prices/.

- Interhydro Products RV à opercule. [en ligne]. Disponible à l'adresse : https://www.interhydro.fr/details-robinet+vanne+de+sectionnement+a+opercule+pour+eau+potable-65.html

- Interhydro Products RV papillon à brides. [en ligne]. Disponible à l'adresse : https://www.interhydro.fr/details-robinet-vanne+papillon+a+brides+double+excentration-67.html

- Made in China Products, Machine de soudage bout à bout. [en ligne]. Disponible à l'adresse : https://fr.made-in-china.com/co_buttwelding/product_160-High-Quality-Hydraulic-HDPE-Pipe-Butt-Fusion-Welding-Machine-for-Plastic-Pipe_uoinosyoog.html

- MME MOKRANE ET MR KHOJET, 2021. *Polycopié de Cours « Les Pompes Hydrauliques »*. 2022 2021.

- Produits Industriels Lorrains (P.I.L), Raccord AEP. [en ligne]. Disponible à l'adresse : https://www.pil.fr/fr/produits/raccords-aep?_gl=1*161dxy8*_up*MQ..*_ga*MTY1OTY4MzEyLjE3NTUxMTEwMDg.*_ga_44JNJWEYFJ*czE3NTUxMTEwMDckbzEkZzEkdDE3NTUxMTEwNzIkajYwJGwwJGgw

- The Power of Cavitation on Pumps. [en ligne]. Disponible à l'adresse : https://wilo.com/us/en_us/Training/On-Demand-Resources/Pump-Basics/The-Impact-of-Cavitation-on-Pumps%E2%80%8B/?utm_source=chatgpt.com

- UNIV-BISKRA.DZ, 2022. *CARACTERISTIQUES DES POMPES* [en ligne]. Disponible à l'adresse : http://archive.univ-biskra.dz/moodle2022/pluginfile.php/331480/mod_resource/content/1/CHAPITRE%20II%20CARACTERISTIQUES%20DES%20POMPES.pdf

- *univ-oeb.dz*, 2020. [en ligne]. Disponible à l'adresse : https://www.univ-oeb.dz/fssa/wp-content/uploads/2020/03/Chapitre-4.-Pose-Des-Canalisations.pdf

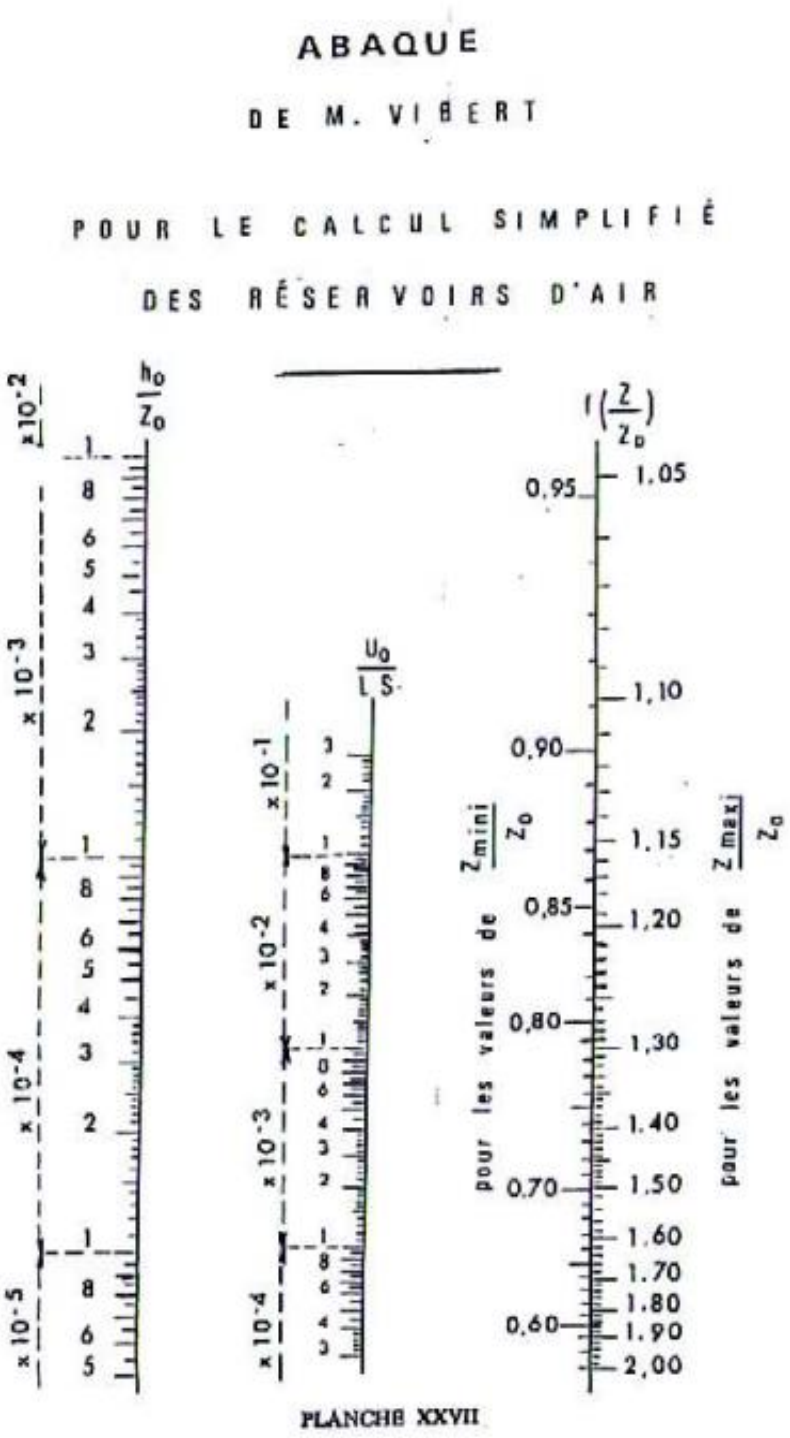
- Source des prix unitaires et caractéristiques des conduites : https://vmhdz.com/prix/

Annexe :

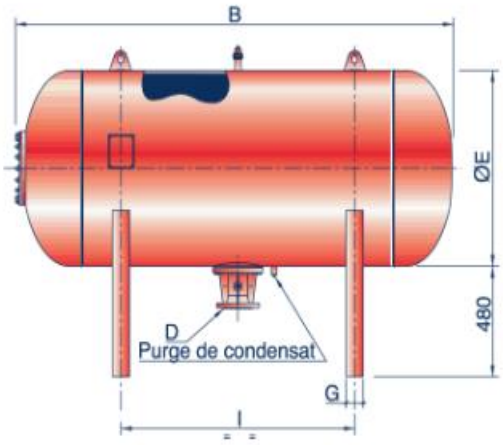
Annexe 1 : Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants

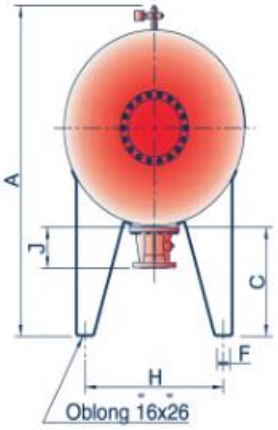
Heures	< 10 000	10 001 à 50 000	50 001 à 100 000	> 100 000	centre rural
0 à 1	1	1.5	3	3.35	0.75
1 à 2	1	1.5	3.2	3.25	0.75
2 à 3	1	1.5	2.5	3.3	1
3 à 4	1	1.5	2.6	3.2	1
4 à 5	2	2.5	3.5	3.25	3
5 à 6	3	3.5	4.1	3.4	5.5
6 à 7	5	4.5	4.5	3.85	5.5
7 à 8	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
8 à 9	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
9 à 10	5.5	6.25	5.6	5.05	3.5
10 à 11	4.5	6.25	4.8	4.85	6
11 à 12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12 à 13	7	5	4.4	4.6	8.5
13 à 14	7	5	4.1	4.55	6
14 à 15	5.5	5.5	4.2	4.75	5
15 à 16	4.5	6	4.4	4.7	5
16 à 17	5	6	4.3	4.65	3
17 à 18	6.5	5.5	4.1	4.35	3
18 à 19	6.5	5	4.5	4.4	6
19 à 20	5	4.5	4.5	4.3	6
20 à 21	4.5	4	4.5	4.3	6
21 à 22	3	3	4.8	4.2	3
22 à 23	2	2	4.6	3.75	3
23 à 24	1	1.5	3.3	3.7	1
TOTAL**(%)**	100	100	100	100	100

Source : SALAH Boualem, 2014



Annexe 2 : Abaque de VIBERT





Sortie D	J	Pds sortie (kg)
DN50	180	12
DN80	176	14
DN100	167	12
DN125	167	13
DN150	170	14

Gamme 10 bars

Vol.	A	B	C	ØE	F	G	H	I	Poids
	(mm)			(mm)					sans sortie (kg)
500	1195	1762	475	630	60	80	490	1000	169
750	1415	1563	475	850	60	80	650	800	249
1000	1415	2063	475	850	60	80	650	1100	318
1500	1565	2115	475	1000	80	100	750	1200	429
2000	1565	2815	475	1000	80	100	750	1800	546

Annexe 3 : Dimensions de réservoir d'air

نتائج التحاليل الفصلية لجودة مياه الحنفية
Résultats d'analyse trimestrielle de la qualité de l'eau du robinet

سيال SEAAL

بلديات غرب ولاية الجزائر
الثلاثي الأول 2025

Il est nécessaire de procéder au nettoyage et à la désinfection régulière de vos bâches à eau, citernes et autres dispositifs de stockage.



من الضروري القيام بتنظيف وتطهير منتظم لخزاناتكم، صهاريجكم ومختلف وسائل التخزين.

Paramètres	الوحدة Unité	متوسط المقادير Composition moyenne	المعيار التنظيمي Limite réglementaire	التركيبة
Composition chimique de l'eau				
Conductivité	µs	898	< 2800	الناقلية
Magnésium	mg/l	22		المغنزيوم
Calcium	mg/l	63	≤ 200	الكالسيوم
Dureté	mg/l de CaCo3	350	≤ 500	الصلابة
Potassium	mg/l	4	≤ 12	البوتاسيوم
Sodium	mg/l	81	≤ 200	الصوديوم
Bicarbonate	mg/l	175		البيكربونات
Sulfates	mg/l	98	≤ 400	الكبريتات
Chlorures	mg/l	135	≤ 500	الكلوريدات
Nitrates	mg/l	20	≤ 50	النترات
Nitrites	mg/l	<0.03	≤ 0,03	النتريت
TAC	f°	14		TAC
pH	mg/l	7.81	≥ 6,5 et ≤9	الحموضة
Résidus sec à 180°C	mg/l	625		بقايا جافة 180° درجة
Paramètres sanitaires				
Chlore libre	mg/l	0.42	≥ 0,10	الكلور
Escherichias coli	UFC/100 ml	0	0	الإشريكية القولونية
Entérocoques	UFC/100 ml	0	0	المكورة المعوية
Aspect Gout/ Odeur				
Turbidité	NTU	1.18	≤ 5	التعكر
Couleur	mg/l	<5	≤ 15	اللون
Odeur	Taux dilution	<4	≤ 4	الرائحة
Flaveur	Taux dilution	<4	≤ 4	النكهة
Métaux lourds				
Fer	mg/l	0.002	≤ 0,30	الحديد
Plomb	µg/l	<2	≤ 10	الرصاص

Informations générales :

- Le prélèvement des échantillons se fait chez le client SEAAL.
- Ces résultats représentent la moyenne trimestrielle des analyses.
- La composition de l'eau diffère selon les sources de sa production (Barrages, Forages ou Stations de dessalement).
- L'eau du robinet a une composition en sels minéraux équilibrée.

معلومات عامة:

- يتم أخذ عينات التحاليل عند زبون سيال.
- تمثل هذه النتائج المعدل الفصلي للتحاليل.
- مكونات المياه الشروب تختلف حسب مصادر إنتاجها (سدود، آبار ارتوازية أو محطات تحلية).
- مياه الحنفية الموزعة لها تركيبة متوازنة من الأملاح المعدنية.

المخبر المركزي لسيال

المخبر المركزي لسيال معتمد من قبل الهيئة الجزائرية للاعتماد ALGERAC
اعتماد ISO 17025، إصدار 2017

/seaalcorporate /seaal_corporate /seaal_online /seaal_online /1594

Annexe 4 : Résultats d'analyse de la qualité de l'eau (SEAAL 2025)