

Laboratoire de Recherche en Hydraulique Appliquée et Environnement (LRHAE)

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

Présenté par :

Mr. DOUAS HAITEM

Mr. KADRI AIMEN

En vue de l'obtention du diplôme de **MASTER**

Filière : **Hydraulique**

Spécialité : **Urbaine**

INTITULE :

**Alimentation en eau potable de Mechta Andlou et El Maida
commune Ghebala – Wilaya de Jijel**

Soutenu le **29/06/2025** devant le jury composé de :

- Président : **Mr. SEGHIR A.**
- Promoteur (s) : **Mr. SAKHRAOUI F.**
- Examinateur (s) : **Mme. BENSLIMANE M**

Populaire et Démocratique Algérienne République
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Déclaration sur l'honneur
Engagement pour respecter les règles d'authenticité scientifique dans
l'élaboration d'un travail de recherche

Arrêté ministériel n° 1082 du 27 décembre 2020 ()
fixant les règles relatives à la prévention et la lutte contre le plagiat*

Je soussigné,

Nom : *Donas*

Prénom : *Hatem*

Matricule : *4040330 33058*

Spécialité et/ou Option : *Hydraulique urbain*

Département : *Hydraulique*

Faculté : *Technologie*

Année universitaire : *2024/2025*

et chargé de préparer un mémoire de (Licence, Master, Autres à préciser) :

Intitulé : *A l'alinéation en eau Potable de Mechta
Andou et El Maida*

déclare sur l'honneur, m'engager à respecter les règles scientifiques, méthodologiques, et les normes de déontologie professionnelle et de l'authenticité académique requises dans l'élaboration du projet de fin de cycle cité ci-dessus.

Fait à Béjaïa le

10 JUIL 2025

Signature de l'intéressé

() Lu et approuvé*



Populaire et Démocratique Algérienne République
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Déclaration sur l'honneur
Engagement pour respecter les règles d'authenticité scientifique dans
l'élaboration d'un travail de recherche

Arrêté ministériel n° 1082 du 27 décembre 2020 (*)
fixant les règles relatives à la prévention et la lutte contre le plagiat

Je soussigné,

Nom : KADRI
Prénom : AIMEN
Matricule : 202033032397
Spécialité et/ou Option : Hydraulique urbain
Département : Hydraulique
Faculté : Technologie
Année universitaire : 2024/2025
et chargé de préparer un mémoire de (Licence, Master, Autres à préciser) :

Intitulé: Alimentation en eau Potable de Mechta
..... Andliou et El Mandar

déclare sur l'honneur, m'engager à respecter les règles scientifiques, méthodologiques, et les normes de déontologie professionnelle et de l'authenticité académique requises dans l'élaboration du projet de fin de cycle cité ci-dessus.

Fait à Béjaïa le
09/07/2025

Signature de l'intéressé

(*) Lu et approuvé
..... lu et approuvé

Remerciement

APRÈS AVOIR RENDU GRÂCE À DIEU LE TOUT PUISSANT ET LE MISÉRICORDIEUX, NOUS TENONS À REMERCIER VIVEMENT TOUS CEUX QUI, DE PRÈS OU DE LOIN, ONT CONTRIBUÉ À LA RÉDACTION DE CE MODESTE DOCUMENT.

NOUS TENONS TOUT D'ABORD À PRÉSENTER NOS PLUS SINCÈRES REMERCIEMENTS À NOTRE PROMOTEUR MR SAKHRAOUI FOUAD POUR NOUS AVOIR ACCOMPAGNÉ TOUT AU LONG DE L'ÉLABORATION DE CE TRAVAIL, POUR SA DISPONIBILITÉ, SES CONSEILS TRÈS CONSTRUCTIFS ET ENCORE PLUS POUR SA CONFIANCE.

TOUTE NOTRE GRATITUDE À L'ENSEMBLE DES PROFESSEURS DU DÉPARTEMENT D'HYDRAULIQUE QUI NOUS ONT GUIDÉ TOUT LE LONG DE LA FORMATION D'INGÉNIORAT ET NOS RESPECTS AUX MEMBRES DU JURY : MR SEGHIR.A ET MME BENSLIMANE.M, QUI NOUS FERONT L'HONNEUR DE JUGER NOTRE TRAVAIL.

ON REMERCIE EN PARTICULIER TOUS LES MEMBRES DE LA DIRECTION D'HYDRAULIQUE DE JIJEL, AINSI QUE TOUS LES MEMBRES DU SERVICE TECHNIQUE DE L'APC DE GHEBALA, POUR LEURS AIDES ET ENCOURAGEMENT, POUR LEURS PATIENCES, COMPÉTENCES ET INTERVENTIONS ADÉQUATES AUX PLANS TECHNIQUES ET MORAUX, LEURS DISPONIBILITÉS ET RÉPONSES AUX NOMBREUSES SOLlicitATIONS, DIEU LES PROTÈGE.

MES DERNIERS REMERCIEMENTS S'ADRESSENT À TOUS LES MEMBRES DE NOS FAMILLES ET PROCHES POUR LEURS COMPRÉHENSIONS ET LES ENCOURAGEMENTS QU'ILS ONT MANIFESTÉS TOUT AU LONG DE NOTRE PARCOURS .

Dédicaces

Louange à Allah, qui m'a guidé, accordé la force et permis d'atteindre cet accomplissement.

Je dédie ce modeste travail à :

Ma mère, la lumière de mes yeux, la femme la plus forte et la plus courageuse que j'aie jamais connue. Rien de ce que je pourrais faire ne saurait égaler ce que tu as fait pour moi. Je t'aime profondément, maman.

Mon père, mon refuge et mon pilier dans cette vie. Tes sacrifices et ton soutien sont inestimables. Je t'aime du fond du cœur, papa.

Mes sœurs, qui êtes mon appui permanent et mon réconfort quotidien. Je vous aime infiniment.

À tous mes amis et collègues : hassen, Aymen, Wassim, Adem, Islam, Manil, Chouaib, Wajih, Zaki et Waïl . merci pour votre présence et votre amitié.

Enfin, je tiens à exprimer toute ma reconnaissance à Monsieur Sakhraoui Louad, mon enseignant et encadrant, pour son accompagnement, ses conseils et son soutien précieux tout au long de ce travail.

Et à toutes celles et ceux qui, de près ou de loin, ont contribué à la réalisation de ce mémoire, je vous adresse mes plus sincères remerciements.

HAITEM.

Dédicace

Louange à Dieu, source de toute réussite, et que la paix et la bénédiction soient sur Son Prophète Mohammed .

J'ai l'honneur et le bonheur de dédier ce modeste travail :

À mes parents bien-aimés, Ahmed et Wassila, pour leur amour, leur patience, leurs sacrifices et leurs prières qui m'ont portée tout au long de ce parcours.

Qu'Allah vous protège et vous récompense pour tout ce que vous avez fait pour moi.

À mon frère Achraf et ma sœur , pour leur présence réconfortante, leurs encouragements sincères et leur soutien moral indéfectible.

À ma grande famille, et tout particulièrement à mes cousines Samah et asma ..ext, qui a toujours cru en moi et m'a entourée de bienveillance.

**À mes amis fidèles, notamment
WAIL, ALAEDDINE, HASSAN, HAITEM, WASSIM, ZAKI, HICHEM, YA
CINE, BILEL, ADEM, YASSER, DJAMEL ...**

Vous êtes les témoins d'une amitié vraie et d'un soutien sans faille.

À mon binôme HAITEM DOUAS, avec qui j'ai partagé les efforts, les difficultés et les réussites.

À mes collègues et camarades, pour les bons moments, les échanges enrichissants et le soutien mutuel.

je tiens à exprimer toute ma reconnaissance à Monsieur Sakhraoui Fouad, mon enseignant et encadrant, pour son accompagnement, ses conseils et son soutien précieux tout au long de ce travail.

Et enfin, à toute personne, de près ou de loin, qui a contribué, ne serait-ce qu'un peu, à l'aboutissement de ce travail.

Merci du fond du cœur.

AIMEN.

Sommaire

| Titre | Page |
|--|------|
| Introduction général | |
| Chapitre I : présentation de la zone d'étude | |
| I.1 Introduction | 2 |
| I.2 Présentation générale de la région d'étude | 2 |
| I.2.1 Situation géographique de la zone d'étude | 2 |
| I.2.2 Définition de la région d'étude | 3 |
| I.3 Climatologie | 3 |
| I.4 Géologie régionale et géologie du site | 5 |
| I.5 Hydrographie | 5 |
| I.6 Situation topographique | 6 |
| I.7 Situation démographique | 6 |
| I.8 Sismicité | 6 |
| I.9 Activité économique | 6 |
| Conclusion | 7 |
| chapitre II :Estimation des besoins et variation des débits | |
| II.1 Introduction | 8 |
| II.2 Estimation des besoins en eau | 8 |
| II.2.1 Estimation des besoins futurs | 8 |
| II.3 Estimation des besoins en eau par type d'usage | 9 |
| II.3.1 Besoins domestiques | 9 |
| II.3.2 Evaluation de la consommation moyenne journalière | 9 |
| II.3.3 Besoins des équipements collectifs | 10 |
| II.3.4 Consommation moyenne journalière totale | 12 |
| II.3.5 Majoration de la consommation moyenne journalière | 13 |
| II.4 Caractéristiques de la consommation | 14 |
| II.4.1 Étude de la variation des débits | 14 |
| II.4.2 Variation de la consommation journalière | 14 |
| II.4.2.1 Coefficient d'irrégularité journalier maximal | 15 |
| II.4.2.2 Coefficient d'irrégularité journalier minimal | 15 |
| II.4.2.3 Débit minimum journalier | 16 |
| II.4.3 Variation de la consommation horaire | 16 |

| | |
|--|----|
| II.4.3.1 Débit maximum horaire | 16 |
| II.4.3.2 Débit minimum horaire | 18 |
| II.4.4. Répartition horaire des débits journaliers | 19 |
| Conclusion | 23 |
| Chapitre III :les réservoirs | |
| III.1 Introduction | 24 |
| III.2. Rôle et utilités des réservoirs | 24 |
| III.3 Emplacement du réservoir | 24 |
| III.4 Classification des réservoirs | 25 |
| III.5. Équipements hydrauliques du réservoir | 28 |
| III.5.1. Conduite d'arrivée (adduction) | 28 |
| III.5.2. Conduite de distribution | 28 |
| III.5.3 Conduite de trop-plein | 29 |
| III.5.4 Vidange | 29 |
| III.5.5 Conduite de by-pass | 29 |
| III.6 Matérialisation de la réserve d'incendie | 30 |
| III.6.1 Système à deux prises | 30 |
| III.6.2 Système à siphon (avec évent) | 31 |
| III.7 Vérification de la capacité des réservoirs à l'horizon de projet | 31 |
| III.7.1 Méthode graphique | 31 |
| III.7.2 Méthode analytique | 31 |
| III.7.2.1 Détermination du pourcentage $P\%$ | 32 |
| III.7.2.2 Volume total du réservoir | 32 |
| III.7.3 Dimensionnement de la station de reprise | 32 |
| III.7.4 Détermination des capacités des réservoirs | 33 |
| III.7.4.1 Calcul analytique du volume | 33 |
| III.7.4.2 Méthode graphique | 34 |
| III.7.4.3 Dimensionnement du réservoir du village d'Andlou | 36 |
| III.7.4.4 Dimensionnement du réservoir du village El Maida | 36 |
| III.7.4.5 Calcul des volumes des stations de reprise | 37 |
| Conclusion | 38 |
| Chapitre IV :ETUDE D'ADDUCTION | |
| IV.1 Introduction | 39 |

| | |
|--|----|
| IV.1 Types d'adduction | 39 |
| IV.1.1 Adduction gravitaire | 39 |
| IV.1.2 Adduction par refoulement | 39 |
| IV.1.3 Adduction mixte | 40 |
| IV.2 Choix du tracé d'adduction | 40 |
| IV.4 Description du schéma d'adduction retenu | 41 |
| IV.5 Choix du type de conduites | 43 |
| IV.5.1. Types courants de conduites | 44 |
| IV.6 Conduites en PEHD | 44 |
| IV.6.1 Systèmes de raccordement | 44 |
| IV.6.2 Avantages techniques des conduites en PEHD | 44 |
| IV.7 Équipements du système d'adduction | 45 |
| IV.8 Etude technico-économique du choix des conduites | 45 |
| IV.8.1 Calcul du diamètre économique | 46 |
| IV.8.2 Calcul de la vitesse d'écoulement | 47 |
| IV.8.3 Calcul des pertes de charge | 47 |
| IV.8.3.1 Pertes de charge linéaires | 47 |
| IV.8.3.2 Pertes de charge singulières (H_s) | 49 |
| IV.8.3.3 Pertes de charge totales (H_T) | 49 |
| IV.8.4 Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT) | 50 |
| IV.8.5 Calcul de la puissance absorbée par la pompe | 51 |
| IV.8.6 Calcul des frais d'exploitation | 51 |
| IV.8.7 Calcul des frais d'amortissement | 51 |
| IV.8.8 Calcul du bilan global | 52 |
| IV.9 Calcul des diamètres économiques pour les différents tronçons | 53 |
| IV.9.1 Tronçon : Point de piquage (PK) Vers la Station de reprise 1 (SR1) | 53 |
| IV.9.2 Tronçon 2 : Station de reprise 1 (SR1) Vers la Station de reprise 2 (SR2) | 54 |
| IV.9.3 Tronçon 3 : Station de reprise 2 (SR2) Vers la Station de reprise 3 (SR3) + Réservoir 01 (Andlou) | 55 |
| IV.9.4 Tronçon 4 : Station de reprise 3 (SR3) Vers le Réservoir 02 (El Maida) | 56 |
| Conclusion | 58 |
| Chapitre V:pompages | |
| V.1 Introduction | 60 |

| | |
|--|----|
| V.2 Éléments constitutifs d'une station de pompage | 60 |
| V.3 Les différents types de pompes | 60 |
| V.3.1 Turbopompes (ou pompes dynamiques) | 61 |
| V.3.2 Pompes volumétriques (ou à déplacement positif) | 61 |
| V.4 Critères de choix d'une pompe | 62 |
| V.5 Courbes caractéristiques d'une pompe | 63 |
| V.6 Point de fonctionnement d'une pompe | 63 |
| V.6.1 Première variante : Modification du temps de pompage | 65 |
| V.6.2 Deuxième variante : Régulation par étouffement (vannage) | 65 |
| V.6.3 Troisième variante : Rognage de la roue | 66 |
| V.6.4 Quatrième variante : Variation de la vitesse de rotation | 67 |
| V.7 Modes de couplage des pompes | 67 |
| V.7.1 Couplage en parallèle | 67 |
| V.7.2 Couplage en série | 67 |
| V.8 Le phénomène de cavitation | 68 |
| V.8.1 Définition et mécanisme | 68 |
| V.8.2 Prévention de la cavitation : NPSH | 68 |
| V.8.3 Calcul du NPSH disponible | 69 |
| V.8.4 Puissance du moteur | 69 |
| V.8.5 Puissance du poste trans | 70 |
| V.9 Etude et choix des pompes du projet | 70 |
| V.9.1 Pompe de la station de reprise (SR1) | 70 |
| V.9.2 Pompe de la station de reprise (SR2) | 73 |
| V.9.3 Pompe de la station de reprise (SR3) | 76 |
| Conclusion | 80 |

Chapitre VI : Réseau de distribution

| | |
|---|-----|
| VI.1 Introduction | 81 |
| VI.2 Description du système de distribution | 81 |
| VI.2.1 Typologie des réseaux de distribution | 82 |
| VI.3 Tracé du réseau de distribution | 86 |
| VI.4 Choix des matériaux des conduites | 86 |
| VI.5 Exigences hydrauliques du réseau | 87 |
| VI.6 Equipements et accessoires du réseau | 88 |
| VI.6.1 Les canalisations | 88 |
| VI.6.2 Robinets-vannes | 88 |
| VI.6.3 Bouches ou poteaux d'incendie | 89 |
| VI.6.4 Clapets anti-retour | 89 |
| VI.6.5 Ventouses | 90 |
| VI.6.6 Régulateurs de pression | 91 |
| VI.6.7 Robinets de vidange (décharge) | 91 |
| VI.6.8 Pièces spéciales de raccord | 91 |
| VI.7 Calcul hydraulique du réseau de distribution | 93 |
| VI.7.1 Débit de pointe horaire | 93 |
| VI.7.2 Débit spécifique | 93 |
| VI.7.3 Débit de route | 94 |
| VI.7.4 Débit aux nœuds | 94 |
| VI.7.5 Calcul de la pression disponible | 94 |
| VI.8 Description du réseau distribution des villages | 96 |
| VI.9 Calcul hydraulique du réseau de distribution de village Andlou | 97 |
| IV.10 Modalisation et simulation du réseau | 101 |
| IV.10.1 Présentation du logiciel EPANET | 102 |
| VI.10.2 Étapes d'utilisation d'EPANET | 102 |
| VI.10.3 Principes de modélisation | 102 |
| VI.11 Conclusion | 108 |
| Conclusion générale | 109 |

Liste des tableaux

| Titre | page |
|---|-----------|
| Tableau I.1 : Précipitations mensuelles enregistrées à la station de Ain Kechra (Code 100705), période 2023/2024 | 04 |
| Tableau II.1 : La population à l'horizon de 2025 | 08 |
| Tableau II.2 : Estimation de la population à l'horizon 2055 | 09 |
| Tableau II.3 : Consommation moyenne journalière | 10 |
| Tableau II.4 : Estimation des besoins scolaire | 11 |
| Tableau II.5 : Estimation des besoins des cheptels | 11 |
| Tableau II.6 : Estimation des besoins socioculturels | 11 |
| Tableau II.7 : Estimation des besoins sanitaires | 12 |
| Tableau II.8 : Estimation des besoins commerciaux | 12 |
| Tableau II.9 : Consommation moyenne journalière totale Andlou | 12 |
| Tableau II.10 : Consommation moyenne journalière totale El Maida | 13 |
| Tableau II.11 : Consommation moyenne journalière totale | 13 |
| Tableau II.12 : Majoration de la consommation moyenne journalière Andlou et El Maida | 14 |
| Tableau II.13 : Calcul de débit maximum journalier | 15 |
| Tableau II.14 : Calcul de débit minimal journalier | 16 |
| Tableau II.15 : β_{max} en fonction de nombre des habitants | 17 |
| Tableau II.16 : Calcul de débit maximum horaire | 17 |
| Tableau II.17 : β_{min} en fonction de nombre des habitants | 18 |
| Tableau II.18 : Calcul de débit minimum horaire | 19 |
| Tableau II.19 : Répartition de la consommation horaire pour la ville Andlou. | 20 |
| Tableau II.20 : Répartition de la consommation horaire pour la ville El Maida | 21 |
| Tableau II.21 : Répartition de la consommation horaire pour les ville El Maida et Andlou | 22 |
| Tableau III.1 : Détermination de la capacité des réservoirs par la méthode analytique | 33 |
| Tableau III.2 : Détermination de la capacité de réservoir par la méthode graphique. | 35 |
| Tableau IV.1 : Caractéristiques techniques de la chaîne d'adduction | 43 |
| Tableau IV.2 : Prix, pression nominale et épaisseur des conduites en PEHD PN20 et PN 25 | 52 |
| Tableau IV.3 : Calcul des pertes de charge totales et de bilan du tronçon point de piquage | 53 |
| Tableau IV.4 : Calcul des pertes de charge et de bilan tronçon 2 | 55 |
| Tableau IV.5 : Calcul des pertes de charge et de bilan tronçon 3 | 56 |

| | |
|--|------------|
| Tableau IV.6 :Calcul des pertes de charge et de bilan tronçon 4 | 57 |
| Tableau V.1 : Tension de vapeur d'eau pompée en fonction de la température | 69 |
| Tableau VI.1 : Avantages, inconvénients et l'utilisation recommandée d'un réseau ramifié | 82 |
| Tableau VI.2 : Comparaison des caractéristiques des réseaux de distribution d'eau potable | 85 |
| Tableau VI.3 :Résultats des débits de route d'Andlou | 98 |
| Tableau VI.4 : Résultats des débits de route d'ElMaida | 99 |
| Tableau VI.5 : Résultats des débits au nœud d'Andlou | 100 |
| Tableau VI.6 : Résultats des débits au nœud d'El Maida | 101 |
| Tableau VI.7 :Les résultats des pressions après la simulation de Andlou | 104 |
| Tableau VI.8 : les résultats de simulation des tronçons donnés par Epanet de Andlou | 105 |
| Tableau VI.9 :Les résultats des pressions après la simulation El Maida | 106 |
| Tableau VI.10 :les résultats de simulation des tronçons donnés par Epanet d'El Maida | 107 |

Liste des figures

| Titre | Page |
|---|-----------|
| Figure I.1 : Localisation de la commune de Ghebala dans la wilaya de Jijel (Source : GADM, 2018) | 02 |
| Figure I.2 : Localisation de la commune de Ghebala (Source : GADM, 2018) | 03 |
| Figure I.3 : Variation mensuelle des précipitations dans les zones de El Maida et Andlou | 04 |
| Figure I.4 : Carte géologique de la commune de Ghebala | 05 |
| Figure III.1 : Schéma d'un réservoir semi enterrée | 26 |
| Figure III.2 : Schéma d'un réservoir surélevé | 27 |
| Figure III.3 : Schéma de fonctionnement d'un réservoir | 27 |
| Figure III.4 : Conduite avec chute libre | 28 |
| Figure III.5 : Adduction noyée | 28 |
| Figure III.6 : Conduites de distribution et de vidange | 29 |
| Figure III.7 : Schéma de la conduite de by-pass. | 30 |
| Figure III.8 : Schéma du système à deux prises | 30 |
| Figure III.9 : Graphe du résidu en fonction des heures | 34 |
| Figure III.10 : Graphe de l'apport cumulé et le cumulé des coefficients de distribution en fonction des heures | 35 |
| Figure IV.1 : Adduction par refoulement | 40 |
| Figure IV.2 : Adduction gravitaire | 40 |
| Figure V.1 : Schéma représente les différents types des pompes | 62 |
| Figure V.2 : Schéma des Courbes caractéristiques d'une pompe | 63 |
| Figure V.3 : Point de fonctionnement d'une pompe | 65 |
| Figure V.4 : Photos illustrant le phénomène de cavitation sur des aubes d'une pompe centrifuge | 68 |
| Figure V.5 : Courbes caractéristiques de la pompe de la station de reprise 01 | 71 |
| Figure V.6 : Courbes caractéristiques de la pompe de la station de reprise 02 | 75 |
| Figure V.7 : Courbes caractéristiques de la pompe de la station de reprise 03 | 78 |
| Figure VI.1 : Réseau ramifié | 83 |
| Figure VI.2 : Réseau maillé | 84 |
| Figure IV.3 : Schéma d'un réseau mixte | 85 |
| Figure VI.4 : Schéma descriptif du réseau de distribution de la localité d'Andlou | 97 |

| | |
|---|------------|
| Figure VI.5 : Schéma descriptif du réseau de distribution de la localité de El Maida | 97 |
| Figure VI.6 : Les résultats de la simulation de la village Andlou | 103 |
| Figure VI.7 : Les résultats de la simulation de Village El Maida | 103 |

Liste des symboles

N°: numéro.

mm : millimètre.

Nbr : nombre

$^{\circ}\mathbf{C}$: degré Celsius.

Max : maximum.

Min : minimum

RPA : Règlement Parasismique Algérien.

P : population future.

P_0 : Population actuel.

T : taux de croissement.

n : nombre des années.

L/j/hab : litre par jour par habitant.

hab : habitant.

$Q_{moy.j}$: Débit moyenne journalier.

D : dotation moyenne journalier.

Nc: Nombre des consommateurs.

Be: Besoin en eau.

N_o : Nombre d'occupants de l'équipement.

L/j/élève : litre par jour par élève.

m³/j: mètre cube par jour.

L/j/eff : litre par jour par effectif.

L/j/établissement : litre par jour par établissement.

L/j : litre par jour.

% : pour cent.

$Q_{moy.j.maj}$: Débit moyenne journalier majoré.

K_f: Coefficient de majoration.

L/s : litre par seconde.

Kmaxj: Coefficient d'irrégularité maximal.

Kminj: Coefficient d'irrégularité minimal.

Kmaxh: Coefficient d'irrégularité horaire maximal.

K minh : Coefficient d'irrégularité horaire maximal.

α_{max} : Coefficient tenant compte du niveau de confort et des équipements l'agglomération.

β_{\max} : Coefficient en fonction de la taille d'agglomération.

α_{\min} : Coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime de travail.

β_{\min} : Coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population.

P % : pourcentage du régime de consommation horaire.

Qh: Débit horaire (m³/h).

m³/h: mètre cube par heur.

VR: Volume de réservoir.

ΔV_{\max} : Surplus en (m³).

ΔV_{\min} : Déficit en (m³).

ΔV_{inc} : Réserve d'incendie.

P% : Pourcentage de volume maximal journalier devant être stocké dans le réservoir.

R⁺ : Valeur maximale dans le réservoir (%)

R⁻ : Valeur minimale dans le réservoir (%)

Vt: Volume total de réservoir.

Vu: Volume utile de réservoir.

PEHD : polyéthylène haute densité.

ΔHL : pertes de charge linéaire.

ΔHS : pertes de charge singulière.

ΔHT : pertes de charge totale. .

λ : coefficient des pertes de charge.

L : longueur de la conduite.

K : coefficient de rugosité.

Re : nombre de Reynolds.

v : viscosité cinématique du liquide.

HMT : hauteur manométrique totale.

Hg : hauteur géométrique.

Pa: Puissance absorbé de la pompe.

η : rendement de la pompe.

E : énergie consommé par la pompe.

t: nombre d'heur de pompage.

Fexp: Frais d'exploitation.

Famor : Frais d'amortissement.

e : prix unitaire d'un KWh.

pu : Prix unitaire de la conduite.

i : taux d'anuité.

Dext : Diamètre extérieur.

Dint : Diamètre intérieur.

PN : pression nominale.

Ha : La hauteur géométrique d'aspiration.

Hr : La hauteur géométrique de refoulement.

Jr : Les pertes de charge au refoulement.

Ja : Les pertes de charge à l'aspiration.

Pa : Pascal.

KW : Kilo watt.

Introduction générale

Introduction Générale

L'alimentation en eau potable est un enjeu fondamental pour assurer la santé et le bien être des populations rurales. Dans de nombreuses régions du monde, et plus particulièrement dans les zones de relief accidenté, l'accès à une eau propre et en quantité suffisante demeure un défi majeur, confrontant les acteurs de l'eau à des problématiques techniques, économiques et environnementales. C'est dans cette optique que s'inscrit notre projet de fin de cycle, qui porte sur la conception d'un système d'alimentation en eau potable pour les villages d'Andlou et d'El Maida, dans la commune de Ghebala wilaya de Jijel.

L'objectif principal de cette étude est de traiter la conception d'un système d'adduction, de stockage et de distribution, dont la source d'eau est le barrage de Boussiaba. Nous visons à dimensionner les stations de pompage, conduites et réservoirs capables de répondre aux besoins actuels et projetés à l'horizon 2055.

Pour mener à bien notre travail, nous avons organisé notre mémoire en six chapitres : le premier chapitre est destiné à la présentation générale de la zone d'étude ,le deuxième chapitre est consacré à l'estimation des besoins en eau sur un horizon de trente ans le troisième chapitre aborde le dimensionnement des ouvrages de stockage , le quatrième chapitre traite du schéma d'adduction et du dimensionnement des conduites , le cinquième chapitre porte sur le choix et le calcul des stations de pompage à l'aide du catalogue Caprari et le sixième chapitre présente la modélisation du réseau de distribution des villages d'Andlou et d'El Maida sous EPANET. En somme, ce mémoire de fin d'études se propose de mettre en pratique nos connaissances acquises en hydraulique urbaine pour offrir une solution concrète et durable à l'alimentation en eau potable en milieu rural.

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

I.1 Introduction

La connaissance approfondie de la zone d'étude constitue une étape préalable et indispensable à toute démarche de planification d'un projet d'alimentation en eau potable. Elle permet non seulement d'identifier les contraintes naturelles, techniques et socio-économiques du site, mais aussi de définir les paramètres de base nécessaires au dimensionnement des infrastructures hydrauliques.

I.2 Présentation générale de la région d'étude

I.2.1 Situation géographique de la zone d'étude

La commune de Ghebala est située à environ 60 kilomètres au sud-est de la ville de Jijel (Figure I.1), chef-lieu de la wilaya du même nom [1]. Sur le plan administratif, elle est délimitée comme suit :

- Au nord : par la commune de Settara,
- À l'est : par la commune d'Oum Toub (rattachée à la wilaya de Skikda),
- À l'ouest : par la commune de Sidi Maarouf,
- Au sud : par les communes de Hamala et de Grarem Gouga (relevant de la wilaya de Mila).

Cette délimitation administrative permet de situer clairement la zone d'étude dans son contexte régional et facilite l'analyse des interactions possibles avec les territoires environnants.

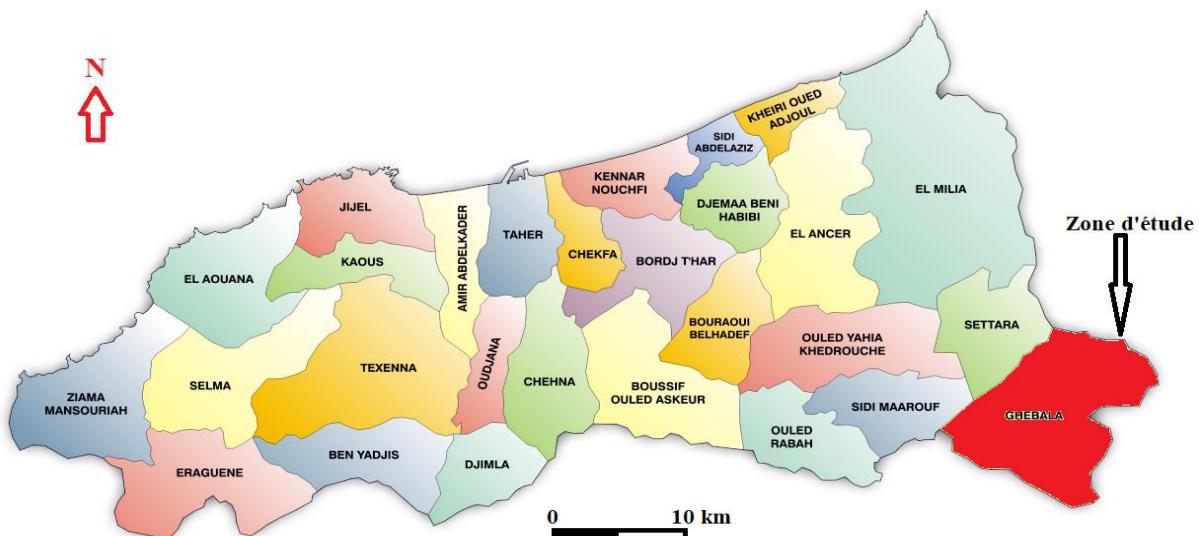


Figure I.1 : Localisation de la commune de Ghebala dans la wilaya de Jijel (Source : GADM, 2018)

I.2.2 Définition de la région d'étude

Le présent projet porte spécifiquement sur les zones désignées sous les noms « d'Andlou » et « Al Maida », situées dans la commune de Ghebala. Cette région constitue l'aire géographique ciblée par l'étude et se localise à environ 8 kilomètres au sud-est du chef-lieu communal, distance mesurée à vol d'oiseau. La délimitation précise de cette zone est une condition préalable indispensable à toute planification rationnelle du réseau d'alimentation en eau potable, car elle permet d'adapter les solutions techniques aux caractéristiques géographiques, démographiques et environnementales locales.



Figure I.2 : Localisation de la commune de Ghebala (Source : GADM, 2018)

I.3 Climatologie

La zone d'étude, intégrée au territoire de Ghebala, est soumise à un climat de type **méditerranéen humide**, typique des régions nord-orientales de l'Algérie. Ce climat est marqué par :

- **Des hivers doux à frais**, avec des précipitations abondantes,
- **Des étés chauds et secs**, où les besoins en eau s'intensifient.

a. Température

Les températures varient sensiblement selon les saisons. Le mois d'août, le plus chaud de l'année, enregistre une température moyenne d'environ 26 °C, tandis que le mois de janvier, le plus froid, présente une moyenne de 11,6 °C.

b. *Précipitations*

La pluviométrie annuelle moyenne est estimée à 830,9 mm, traduisant une recharge hydrique significative, favorisée par la présence de reliefs montagneux et la proximité de la mer Méditerranée.

La répartition des précipitations mensuelles est présentée dans le tableau I.1 et la figure I.3.

Tableau I.1 : Précipitations mensuelles enregistrées à la station de Ain Kechra (Code 100705), période 2023/2024

| Mois | Sept | Oct | Nov | Dec | Jan | Fev | Mars | Avril | Mai | Juin | juil | Aout | Annuel |
|--------------------|------|------|-------|-----|------|-------|-------|-------|------|------|------|------|--------|
| Pluies (mm) | 28,3 | 24,5 | 138,7 | 194 | 66,5 | 115,4 | 114,9 | 14,9 | 62,5 | 12,1 | 00 | 59,1 | 830,9 |

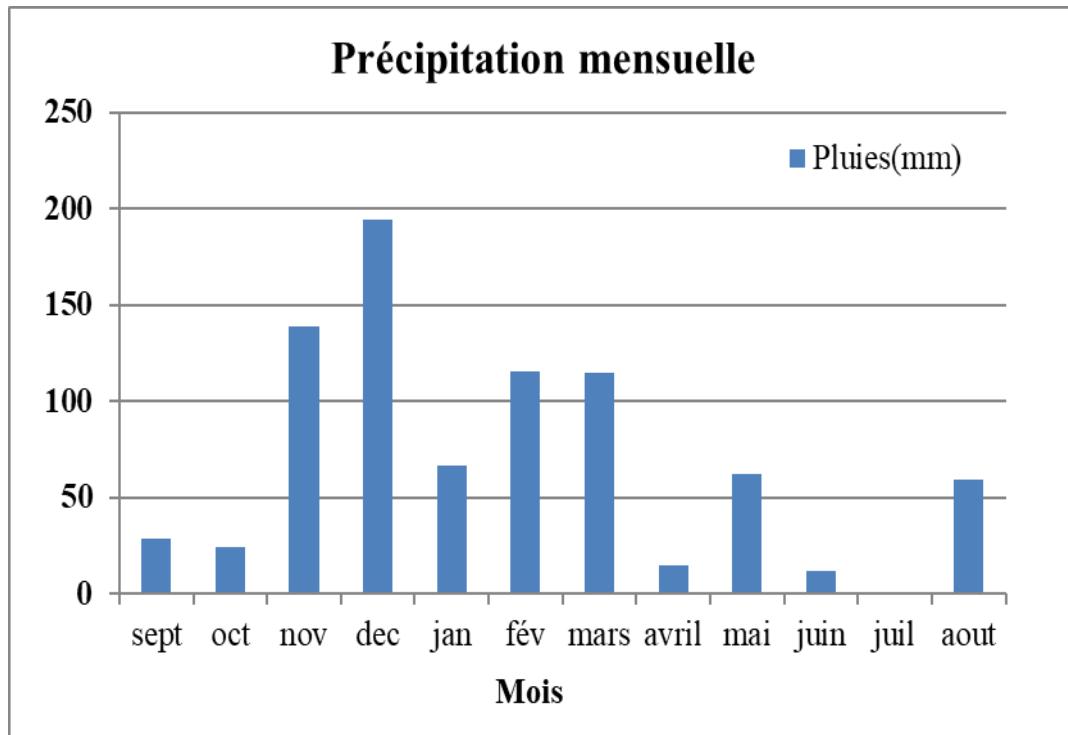


Figure I.3 : Variation mensuelle des précipitations dans les zones de El Maida et Andlou

c. *Vents*

Les vents dominants soufflent principalement du **nord-ouest**, jouant un rôle dans l'apport pluviométrique. Les vents de nord-est sont moins fréquents, avec une intensité modérée, principalement en période hivernale.

I.4 Géologie régionale et géologie du site

La région de Ghebala présente une stratigraphie géologique complexe, caractérisée par une alternance de formations anciennes et récentes. On distingue :

- Des **schistes et quartzites précambriens**, constituant le socle géologique,
- Des dépôts du **Miocène**, incluant **argiles** et **conglomérats à galets**,
- Des **formations quaternaires** plus superficielles : alluvions, limons sablonneux, blocs et vases.

Sur le site même de l'étude (Andlou et Al Maida), les formations géologiques sont essentiellement **sédimentaires**. On y observe notamment :

- Des argiles brunes limoneuses,
- Des marnes gris-verdâtres consolidées,
- Des schistes entrecoupés de couches de grès.

Ces formations sont localement recouvertes de remblais ou de sol végétal, éléments à considérer dans les études géotechniques liées au dimensionnement des ouvrages hydrauliques (figure I.4).



Figure I.4 : Carte géologique de la commune de Ghebala

I.5 Hydrographie

La commune de Ghebala bénéficie d'un **réseau hydrographique dense**, composé de plusieurs **oueds** (cours d'eau intermittents) et **chaâbats** (ravins), qui jouent un rôle essentiel dans le drainage des eaux et dans l'équilibre hydrologique local.

Principaux cours d'eau :

- **Oued El Kehal** : long d'environ **7 km**, alimenté par diverses sources et petits affluents, il se jette dans l'Oued El Rahoul.
- **Oued El Rahoul** : axe principal de drainage, il traverse la commune du sud vers le nord et reçoit les eaux de l'Oued El Kehal, Oued Tzira et Oued Bouktane, avant de se diriger vers l'Oued Kaf El Foul.

I.6 Situation topographique

La topographie de la commune de Ghebala se distingue par un **relief accidenté** et fortement vallonné, typique des zones montagneuses de l'Atlas tellien. L'altitude varie sensiblement à travers le territoire [3] :

- **Altitude maximale** : environ 1 442 mètres,
- **Altitude minimale** : aux alentours de 93 mètres.

Cette variation altitudinale influence fortement l'écoulement des eaux, la répartition des cultures et les risques naturels (érosion, glissements de terrain), qui doivent être pris en compte dans le choix des tracés et des ouvrages hydrauliques.

I.7 Situation démographique

La population constitue un facteur déterminant dans la conception des infrastructures d'alimentation en eau. Une **croissance démographique maîtrisée** permet d'anticiper les besoins futurs et de garantir la pérennité des installations.

En 2008, la zone d'étude enregistrait un **taux de croissance annuel moyen de 2,00 %**, traduisant une progression régulière de la population [1]. Cette évolution démographique est synonyme de pression accrue sur les ressources et services publics, en particulier en matière d'eau potable.

I.8 Sismicité

Selon le **Règlement Parasismique Algérien (RPA)**, la zone d'étude est classée en **zone IIa**, correspondant à une **sismicité modérée** [4]. Bien que les secousses y soient moins fréquentes, elles peuvent occasionner des **dommages significatifs**, notamment dans les secteurs exposés aux glissements de terrain ou à proximité des lits d'oueds. Cette contrainte impose des **dispositions constructives spécifiques** pour les infrastructures hydrauliques.

I.9 Activité économique

L'économie locale repose principalement sur **l'agriculture** et **l'élevage**, activités adaptées au milieu montagnard. Les habitants des zones de El Maida et Andlou élèvent majoritairement des **bovins** et des **ovins**, en tirant profit des **pâturages naturels** et des conditions climatiques

favorables [1]. Ces activités constituent les **piliers économiques** de la région, et toute amélioration des infrastructures hydrauliques représente un **levier important de développement rural**.

Conclusion

La caractérisation de la zone d'étude d'Andlou et El Maida a permis d'identifier les principales contraintes et potentialités liées au climat, à la géologie, à l'hydrographie, au relief et à la démographie. Ces éléments sont essentiels pour orienter la conception du réseau d'alimentation en eau potable. La compréhension fine du contexte local constitue ainsi une base solide pour la suite du projet, notamment l'analyse des besoins et le choix des solutions techniques adaptées.

Chapitre II : Estimation des besoins et variation des débits

II.1 Introduction

L'évaluation des besoins en eau constitue une étape essentielle dans la planification d'un système d'alimentation en eau potable. Ces besoins sont influencés par de nombreux facteurs, parmi lesquels figurent la croissance démographique, le niveau de vie des habitants, la densité des infrastructures sanitaires et éducatives, ainsi que l'intensité des activités commerciales, industrielles et administratives.

De plus, les besoins hydriques varient selon les saisons (été, hiver), la taille de l'agglomération, ses caractéristiques socio-économiques, et les usages spécifiques liés au territoire étudié. Dans le cadre de ce projet, une estimation précise de la demande en eau permettra de dimensionner adéquatement les ouvrages hydrauliques (réservoirs, conduites, etc.) pour répondre de manière durable aux besoins des localités concernées.

II.2 Estimation des besoins en eau

II.2.1 Estimation des besoins futurs

Selon les données fournies par l'Assemblée Populaire Communale (APC) de Ghebala, la population des villages **d'Andlou** et **El Maida** en 2025 est estimée à (tableau II.1) :

- 449 habitants pour Andlou
- 669 habitants pour El Maida

Tableau II.1 : La population à l'horizon de 2025

| Agglomération | Nombre de logement | Population |
|---------------|--------------------|-------------|
| Andlou | 71 | 449 |
| El Maida | 105 | 669 |
| Total | | 1118 |

La projection de la population à l'horizon 2055 est réalisée à l'aide de la formule des intérêts composés :

$$P_n = P_0(1 + T)^n$$

Avec :

P_n : Population projetée à l'horizon 2055

P_0 : Population de base (année 2025)

T : Taux d'accroissement annuel (2,0 %) (RGRH). [1]

n : Nombre d'années entre l'année de référence et l'année d'horizon (30 ans).

Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau II.2 ci-dessous :

Tableau II.2 : Estimation de la population à l'horizon 2055

| Agglomération | Taux d'accroissement moyen (%) | Population actuel $P_0(2025)$ | Population futur (2055) |
|---------------|--------------------------------|-------------------------------|-------------------------|
| Andlou | 2.0 | 449 | 814 |
| El Maida | | 669 | 1212 |
| Total | | 1118 | 2026 |

II.3 Estimation des besoins en eau par type d'usage

II.3.1 Besoins domestiques

Les besoins domestiques correspondent à la consommation d'eau utilisée par les ménages pour leurs besoins quotidiens : cuisine, hygiène, lessive, nettoyage, etc. Ces besoins sont estimés à partir d'une dotation unitaire exprimée en litres par habitant et par jour (l/hab/j), laquelle dépend du niveau de vie et de la densité de l'agglomération.

Références indicatives :

- Ville de 2 000 à 20 000 habitants : 150 à 200 l/hab/j
- Ville de 20 000 à 100 000 habitants : 200 à 300 l/hab/j
- Ville > 100 000 habitants : 300 à 400 l/hab/j

Compte tenu de la taille modeste des villages étudiés, une dotation moyenne de 180 l/hab/j est retenue pour les horizons 2025 et 2055.

II.3.2 Evaluation de la consommation moyenne journalière

La consommation moyenne journalière $Q_{moy.j}$ est déterminée par la formule :

$$Q_{moy.j} = \frac{D \times N_c}{1000}$$

Avec :

$Q_{moy,j}$: Débit moyen journalier (m^3/j)

D : Dotation journalière ($l/hab/j$)

N_c : Nombre de consommateurs

Les résultats sont regroupés dans le tableau II.3, qui présente les besoins en eau pour chaque village à l'horizon 2055.

Tableau II.3 : Consommation moyenne journalière

| Zone | Horizon | Population | Dotation ($l/j/hab$) | $Q_{moy,j}$ (m^3/j) |
|--------------|---------|------------|---------------------------|----------------------------|
| Andlou | 2055 | 814 | 180 | 146.52 |
| El maida | | 1212 | | 218.16 |
| Total | | 2026 | | 364.68 |

II.3.3 Besoins des équipements collectifs

Les équipements scolaires, sanitaires, administratifs, commerciaux et socioculturels génèrent également une demande en eau. Ces besoins sont estimés selon la formule :

$$B_e = N_o \times D$$

Avec :

B_e : Besoin en eau de l'équipement (m^3/j)

N_o : Nombre d'occupants

D : Dotation ($l/j/occupant$)

Les sous-sections suivantes détaillent les besoins spécifiques :

- Besoins scolaires : Voir tableau II.4
- Besoins des cheptels : Voir tableau II.5
- Besoins socioculturels (mosquées, stades) : Voir tableau II.6
- Besoins sanitaires (salles de soins) : Voir tableau II.7
- Besoins commerciaux : Voir tableau II.8

Chapitre II : Estimation des besoins et variation des débits

Tableau II.4 : Estimation des besoins scolaire

| Agglomération | Établissement | Effectif | Dotation (l/j/élève) | Besoin en eau (m ³ /j) |
|---------------|--------------------|----------|----------------------|-----------------------------------|
| Andlou | Ecole primaire (1) | 160 | 15 | 2.4 |
| | Ecole primaire (1) | 200 | | 3 |
| Total | | | | 5.4 |

Tableau II.5 : Estimation des besoins des cheptels

| Village | Cheptels | Nombre | Dotation (l/j) | Besoin en eau (m ³ /j) |
|-----------------|----------|-------------|----------------|-----------------------------------|
| El maida | Vaches | 1116 | 80 | 89.28 |
| | Caprins | 242 | 20 | 4.84 |
| | Ovins | 932 | 20 | 18.64 |
| | Chevaux | 5 | 50 | 0.25 |
| Total | | | | 113.01 |
| Andlou | Vaches | 558 | 80 | 44.64 |
| | Caprins | 121 | 20 | 2.42 |
| | Ovins | 467 | 20 | 9.34 |
| Total | | | | 56.4 |

Tableau II.6 : Estimation des besoins socioculturels

| Agglomération | Établissement | Effectif | Dotation(l/j/eff) | Besoin en eau (m ³ /j) |
|-----------------|---------------|----------|-------------------|-----------------------------------|
| Andlou | Mosquée | 400 | 15 | 6 |
| | Stade | / | | 5 |
| El Maida | Mosquée | 600 | 15 | 9 |
| Total | | | | 20 |

Tableau II.7 : Estimation des besoins sanitaires

| Agglomération | Établissement | Nombre | Dotation (l/j/) | Besoin en eau (m ³ /j) |
|---------------|----------------|--------|-----------------|-----------------------------------|
| Andlou | Salle de soins | 1 | 600 | 0.6 |

Tableau II.8 : Estimation des besoins commerciaux

| Agglomération | Etablissement | Nombre | Dotation (l/j/eff) | Besoin en eau (m ³ /j) |
|---------------|---------------|--------|--------------------|-----------------------------------|
| El Maida | Alimentation | 1 | 50 | 0.05 |

II.3.4 Consommation moyenne journalière totale

La consommation moyenne journalière correspond à la somme de toutes les catégories de consommation pour chaque agglomération. Les résultats consolidés sont présentés dans les tableaux suivants :

- Tableau II.9 : Andlou
- Tableau II.10 : El Maida
- Tableau II.11 : Total combiné

Tableau II.9 : Consommation moyenne journalière totale Andlou

| Village | Catégorie des besoins | Besoin en eau (m ³ /j) future (à l'horizon de 2055) |
|--------------|-----------------------|---|
| Andlou | Domestiques | 146.52 |
| | Scolaire | 2.4 |
| | Socioculturelle | 11 |
| | Sanitaire | 0.6 |
| | Cheptels | 56.4 |
| Total | | 216.92 |

Tableau II.10 : Consommation moyenne journalière totale El Maida

| Village | Catégorie des besoins | Besoin en eau (m ³ /j) future (à l'horizon de 2055) |
|-----------------|-----------------------|---|
| El maida | Domestiques | 218.16 |
| | Scolaire | 3 |
| | Socioculturelle | 9 |
| | Commercial | 0.05 |
| | Cheptels | 113.01 |
| Total | | 343.22 |

Tableau II.11 : Consommation moyenne journalière totale

| Village | Catégorie des besoins | Besoin en eau (m ³ /j) future (à l'horizon de 2055) |
|---------------------------|-----------------------|---|
| Andlou et El Maida | Domestiques | 364.68 |
| | Scolaire | 5.4 |
| | Sanitaire | 0.6 |
| | Socioculturelle | 20 |
| | Commercial | 0.05 |
| | Cheptels | 169.41 |
| Total | | 560.14 |

II.3.5 Majoration de la consommation moyenne journalière

Afin de tenir compte des pertes d'eau dans le réseau (fuites, mauvaise étanchéité, défauts de pose, vieillissement du matériel), une majoration de 20 % est appliquée à la consommation totale journalière [5]. Cette mesure permet de compenser :

- Les consommations non comptabilisées
- Les pertes au niveau des branchements individuels
- Les fuites dans le réseau de distribution
- L'usure des matériaux et les défaillances liées à la qualité du sol

La formule utilisée est :

$$Q_{\text{moy,j,maj}} = K_f \times Q_{\text{moy,j}}$$

Avec :

$Q_{\text{moy.j.maj}}$: Débit moyen journalier majoré (m^3/j)

K_f : Coefficient de majoration (1,2)

$Q_{\text{moy.j}}$: Débit moyen journalier (m^3/j)

Les résultats de la majoration sont présentés dans le tableau II.12, qui indique que la consommation moyenne journalière à l'horizon 2055 pour les deux villages atteindra environ $672,17 \text{ m}^3/\text{jour}$.

Tableau II.12 : Majoration de la consommation moyenne journalière Andlou et El Maida

| Village | Besoins futures 2055 (m^3/j) | Besoins futures majorés 2055 (m^3/j) |
|--------------|---|---|
| Andlou | 216.92 | 260.304 |
| El Maida | 343.22 | 411.864 |
| Total | 560.14 | 672.168 |

II.4 Caractéristiques de la consommation

II.4.1 Étude de la variation des débits

Dans une agglomération, la consommation en eau potable n'est jamais constante. Elle fluctue selon les heures de la journée, les jours de la semaine, les saisons de l'année et même d'une année à l'autre. Ces variations dépendent principalement du mode de vie de la population, de la densité d'occupation, ainsi que de la nature et l'état du réseau de distribution (présence de fuites, vétusté des installations, etc.) [6].

Afin de prendre en compte cette irrégularité, il est nécessaire d'introduire des **coefficients de variation** appelés **coefficients d'irrégularité**, qui permettent de passer du débit moyen à des débits représentatifs des pics et creux de consommation.

II.4.2 Variation de la consommation journalière

Avant toute opération de dimensionnement d'un réseau d'alimentation en eau potable, il est indispensable de connaître le régime de consommation journalière. Celui-ci permet de dimensionner correctement les ouvrages en fonction des pointes de demande et de garantir un fonctionnement efficace et fiable du système[7].

II.4.2.1 Coefficient d'irrégularité journalier maximal

Le *coefficient journalier maximal* ($K_{\max j}$) est défini comme le rapport entre le débit maximum journalier et le débit moyen journalier [8] :

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

Où :

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

$Q_{\text{moy j}}$: Débit moyen journalier (m^3/j)

Pour les petites agglomérations, ce coefficient varie généralement entre **1.1 et 1.3**. Dans notre cas, une valeur moyenne de **1.2** est retenue.

Tableau II.13 : Calcul de débit maximum journalier

| Village | Besoin majoré (m^3/j) | $K_{\max j}$ | Débit maximum journalier (m^3/j) |
|--------------|--|--------------|---|
| | 2055 | | 2055 |
| Andlou | 260.30 | | 312.36 |
| El maida | 411.86 | | 494.24 |
| Total | 672.17 | 1.2 | 806.60 |

II.4.2.2 Coefficient d'irrégularité journalier minimal

De manière symétrique, le *coefficient d'irrégularité journalier minimal* ($K_{\min j}$) correspond au rapport entre le débit minimum journalier et le débit moyen journalier [9] :

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

Où :

$Q_{\min j}$: Débit minimal journalier (m^3/j)

Ce coefficient varie en général entre 0.7 et 0.9, et dans notre cas, nous avons retenu 0.8.

II.4.2.3 Débit minimum journalier

Le débit minimum journalier correspond à la plus faible consommation enregistrée sur une journée de l'année. Il est calculé à l'aide de la formule suivante :

$$Q_{minj} = K_{minj} \times Q_{moy j}$$

Avec :

Qmin j : consommation minimale journalière qui correspond à la journée la moins chargé de l'année (m^3/j),

Qmax j : débit moyen journalier (m^3/j),

Kmin j : coefficient d'irrégularité minimal qui varie entre 0.7 et 0.9. Il est pris égal à 0.8 dans notre cas.

Ces données permettent d'anticiper les phases de sous-consommation, et d'optimiser les stratégies de régulation et de stockage dans les réservoirs.

Tableau II.14 : Calcul de débit minimal journalier

| Village | Besoin majoré (m^3/j) | Kmin j | Débit minimal journalier (m^3/j) |
|--------------|------------------------------|------------|---|
| | | | 2055 |
| ElMaida | 260.304 | | 208.24 |
| Andlou | 411.864 | | 329.49 |
| Total | 672.168 | 0.8 | 537.734 |

II.4.3 Variation de la consommation horaire

Le débit consommé varie également au cours de la journée. Cette variation est généralement cyclique et reflète les habitudes de consommation des usagers : pics matinaux et en soirée, creux durant la nuit, etc.

II.4.3.1 Débit maximum horaire

Le débit maximum horaire (Q_{maxh}) est estimé à partir du débit maximum journalier via un coefficient d'irrégularité horaire maximal (K_{maxh}), défini par :

$$K_{maxh} = \alpha_{max} \times \beta_{max}$$

Avec :

α_{max} : Coefficient lié au niveau de confort et d'équipement (pris ici à 1.3)

Chapitre II : Estimation des besoins et variation des débits

β_{max} : Coefficient lié à la taille de l'agglomération

Pour une population totale de 2026 habitants (Andlou + El Maida), on procède par interpolation linéaire pour déterminer β_{max} entre 1500 et 2500 habitants (tableau II.15).

Tableau II.15 : β_{max} en fonction de nombre des habitants

| Nombre des habitants | 1000 | 1500 | 2500 | 4000 | 6000 | 10000 | 20000 | 30000 | 100000 |
|----------------------|------|------|------|------|------|-------|-------|-------|--------|
| β_{max} | 2 | 1.8 | 1.6 | 1.5 | 1.4 | 1.3 | 1.2 | 1.15 | 1.1 |

Le débit maximum horaire est ensuite donné par :

$$Q_{maxh} = \frac{K_{maxh} \times Q_{maxj}}{24}$$

Le nombre d'habitants total de Les deux villes est de 2026 à l'horizon de 2055. Pour cela le coefficient β_{max} nécessaire est de :

- Pour 1000 habitant : $\beta_{max1} = 1.8$
- Pour 1500 habitant : $\beta_{max2} = 1.6$. On détermine β_{max} pour 2026

$$\beta_{max} = \frac{(\beta_{max1} \times (P - P_2)) + (\beta_{max2} \times (P_1 - P))}{P_1 - P_2}$$

Application numérique :

$$\beta_{max} = \frac{(2 \times (2026 - 2500)) + (1.8 \times (1500 - 2026))}{1500 - 2500}$$

$\beta_{max} = 1.895$

D'après le tableau ci-dessus, et après interpolation et calcul, on trouvera les valeurs de β_{max} , K_{maxh} et Q_{maxh} mentionnées au tableau suivant:

Tableau II.16 : Calcul de débit maximum horaire

| Village | Nombre des habitants | α_{max} | β_{max} | K_{maxh} | Q_{moyh} (m ³ /h) | Q_{maxh} (m ³ /h) |
|--------------|----------------------|----------------|---------------|------------|--------------------------------|--------------------------------|
| Andlou | 814 | 1.3 | 1.895 | 2.464 | 13.015 | 32.069 |
| El Maida | 1212 | | | | 20.593 | 50.741 |
| Total | 2026 | | | | 33.608 | 82.810 |

II.4.3.2 Débit minimum horaire

De façon analogue, le débit minimum horaire (Q_{minh}) est défini par :

$$K_{minh} = \alpha_{min} \times \beta_{min}$$

Avec :

α_{min} : Coefficient de confort (retenu ici : 0.5)

β_{min} : Déterminé par interpolation (ici : 0.1 pour 2026 habitants)

La détermination de la consommation minimale horaire est exprimée par la formule suivante :

$$Q_{minh} = \frac{K_{minh} \times Q_{max}}{24}$$

Les valeurs de β_{min} sont obtenues par interpolation en utilisant les valeurs représentées dans le tableau suivant :

Tableau II.17 : β_{min} en fonction de nombre des habitants

| Nombre des habitants | < 1000 | 1500 | 2500 | 4000 | 6000 | 10000 | 20000 | 30000 | 100000 |
|----------------------|--------|------|------|------|------|-------|-------|-------|--------|
| β_{min} | 0.1 | 0.1 | 0.1 | 0.2 | 0.25 | 0.4 | 0.5 | 0.6 | 0.7 |

Le nombre d'habitants total de la ville est 2026 à l'horizon de 2055

De ce fait le coefficient β_{min} nécessaire est de :

Pour 1000 habitant : $\beta_{min} 1 = 0.1$

Pour 1500 habitant : $\beta_{min} 2 = 0.1$

On détermine β_{min} pour 2026 :

$$\beta_{min} = \frac{(\beta_{min1} \times (P - P2)) + (\beta_{min2} \times (P1 - P))}{P1 - P2}$$

Application numérique :

$$\beta_{min} = \frac{(0.1 \times (2026 - 2500)) + (0.1 \times (1500 - 2026))}{1500 - 2500}$$

$$\beta_{min} = 0.1$$

D'après le tableau ci-dessus, et après interpolation et calcul, on trouvera les valeurs de,

K_{minh} et Q_{minh} mentionnées au tableau suivant :

Tableau II.18 : Calcul de débit minimum horaire

| Village | Nombre d'habitants | α_{min} | β_{min} | K_{min} | Q_{moyh} (m ³ /h) | Q_{mi} (m ³ /h) |
|----------|--------------------|----------------|---------------|-----------|--------------------------------|------------------------------|
| Andlou | 814 | 0.5 | 0.1 | 0.05 | 8.677 | 0.434 |
| El Maida | 1212 | | | | 13.729 | 0.686 |
| Total | 2026 | | | | 22.406 | 1.12 |

II.4.4. Répartition horaire des débits journaliers

Pour dimensionner correctement les réservoirs et prévoir la gestion du pompage, il est utile de connaître la **répartition horaire du débit journalier maximal**[8]. Cette répartition s'appuie sur les **courbes types de consommation** pour les agglomérations de moins de 10 000 habitants.

La formule utilisée est :

$$Q_h = P\% \times Q_{maxj}$$

Où :

Q_h : Débit horaire (m³/h)

$P\%$: Pourcentage de consommation à l'heure h

Les répartitions horaires pour les villages d'Andlou, El Maida, et pour la totalité de la zone d'étude sont présentées dans les tableaux II.19, II.20 et II.21 respectivement.

Tableau II.19 : Répartition de la consommation horaire pour la ville Andlou.

| Heures | Consommation total $Q_{max} j = 312,37 \text{m}^3/j$ | |
|--------------|--|--|
| | Coefficients de consommation (%) | Consommation (m^3/h) |
| 00h – 01h | 1,0 | 3,12 |
| 01h – 02h | 1,0 | 3,12 |
| 02h – 03h | 1,0 | 3,12 |
| 03h – 04h | 1,0 | 3,12 |
| 04h – 05h | 2,0 | 6,25 |
| 05h – 06h | 3,0 | 9,37 |
| 06h – 07h | 5,0 | 15,62 |
| 07h – 08h | 6,5 | 20,30 |
| 08h – 09h | 6,5 | 20,30 |
| 09h – 10h | 5,5 | 17,18 |
| 10h – 11h | 4,5 | 14,06 |
| 11h – 12h | 5,5 | 17,18 |
| 12h – 13h | 7,0 | 21,87 |
| 13h – 14h | 7,0 | 21,87 |
| 14h – 15h | 5,5 | 17,18 |
| 15h – 16h | 4,5 | 14,06 |
| 16h – 17h | 5,0 | 15,62 |
| 17h – 18h | 6,5 | 20,30 |
| 18h – 19h | 6,5 | 20,30 |
| 19h – 20h | 5,0 | 15,62 |
| 20h – 21h | 4,5 | 14,06 |
| 21h – 22h | 3,0 | 9,37 |
| 22h – 23h | 2,0 | 6,25 |
| 23h – 00h | 1,0 | 3,12 |
| Total | 100 | 312,37 |

Tableau II.20 : Répartition de la consommation horaire pour la ville El Maida.

| Heures | Consommation total $Q_{max} = 494,24 \text{m}^3/\text{j}$ | |
|--------------|---|--|
| | Coefficients de consommation (%) | Consommation (m^3/h) |
| 00h – 01h | 1,0 | 4,94 |
| 01h – 02h | 1,0 | 4,94 |
| 02h – 03h | 1,0 | 4,94 |
| 03h – 04h | 1,0 | 4,94 |
| 04h – 05h | 2,0 | 9,88 |
| 05h – 06h | 3,0 | 14,83 |
| 06h – 07h | 5,0 | 24,71 |
| 07h – 08h | 6,5 | 32,13 |
| 08h – 09h | 6,5 | 32,13 |
| 09h – 10h | 5,5 | 27,18 |
| 10h – 11h | 4,5 | 22,24 |
| 11h – 12h | 5,5 | 27,18 |
| 12h – 13h | 7,0 | 34,60 |
| 13h – 14h | 7,0 | 34,60 |
| 14h – 15h | 5,5 | 27,18 |
| 15h – 16h | 4,5 | 22,24 |
| 16h – 17h | 5,0 | 24,71 |
| 17h – 18h | 6,5 | 32,13 |
| 18h – 19h | 6,5 | 32,13 |
| 19h – 20h | 5,0 | 24,71 |
| 20h – 21h | 4,5 | 22,24 |
| 21h – 22h | 3,0 | 14,83 |
| 22h – 23h | 2,0 | 9,88 |
| 23h – 00h | 1,0 | 4,94 |
| Total | 100 | 494,24 |

Tableau II.21 : Répartition de la consommation horaire pour les ville El Maida et Andlou

| Heures | Consommation total $Q_{max} j = 806,60 \text{ m}^3/j$ | |
|--------------|---|----------------------------------|
| | Coefficients de consommation (%) | Consommation (m ³ /h) |
| 00h – 01h | 1,0 | 8,07 |
| 01h – 02h | 1,0 | 8,07 |
| 02h – 03h | 1,0 | 8,07 |
| 03h – 04h | 1,0 | 8,07 |
| 04h – 05h | 2,0 | 16,13 |
| 05h – 06h | 3,0 | 24,20 |
| 06h – 07h | 5,0 | 40,33 |
| 07h – 08h | 6,5 | 52,43 |
| 08h – 09h | 6,5 | 52,43 |
| 09h – 10h | 5,5 | 44,36 |
| 10h – 11h | 4,5 | 36,30 |
| 11h – 12h | 5,5 | 44,36 |
| 12h – 13h | 7,0 | 56,46 |
| 13h – 14h | 7,0 | 56,46 |
| 14h – 15h | 5,5 | 44,36 |
| 15h – 16h | 4,5 | 36,30 |
| 16h – 17h | 5,0 | 40,33 |
| 17h – 18h | 6,5 | 52,43 |
| 18h – 19h | 6,5 | 52,43 |
| 19h – 20h | 5,0 | 40,33 |
| 20h – 21h | 4,5 | 36,30 |
| 21h – 22h | 3,0 | 24,20 |
| 22h – 23h | 2,0 | 16,13 |
| 23h – 00h | 1,0 | 8,07 |
| Total | 100 | 806,602 |

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons procédé à une évaluation rigoureuse et détaillée des besoins en eau pour les villages d'Andlou et El Maida, en tenant compte de l'évolution démographique, des besoins domestiques, ainsi que des consommations liées aux activités économiques, éducatives, sanitaires, socioculturelles et agricoles.

L'analyse a permis de calculer la consommation moyenne journalière totale à **l'horizon 2055**, estimée à **672,17 m³/j**, à laquelle s'ajoute une majoration de **20 %** pour couvrir les pertes liées aux fuites, au vieillissement du réseau et aux imprécisions de mesure. La demande maximale journalière a ainsi été évaluée à **806,60m³/j**, tandis que la demande minimale journalière a été estimée à **537,73m³/j**. En complément, les débits horaires maximaux et minimaux ont été déterminés, permettant de mieux comprendre les variations quotidiennes de la consommation et d'adapter le dimensionnement des ouvrages hydrauliques.

L'analyse des variations journalières et horaires de la consommation en eau a permis de dégager les valeurs maximales et minimales indispensables à la conception des réservoirs et à la planification de la gestion du réseau. Ces données complètent l'estimation des besoins globaux en eau et offrent une base technique solide pour garantir un **approvisionnement fiable, régulier et adapté** aux spécificités locales à l'horizon 2055.

Chapitre III : Les réservoirs

III.1 Introduction

Dans un système d'alimentation en eau potable, les réservoirs jouent un rôle fondamental dans la régulation entre la production et la consommation. Lorsque la demande journalière excède les volumes disponibles en temps réel, ou lorsque les débits de production sont insuffisants à certaines heures, la mise en place de réservoirs devient indispensable. Le principe est simple : accumuler l'eau pendant les périodes creuses et la restituer pendant les périodes de pointe.

Les réservoirs sont des ouvrages durables, mais leur efficacité dépend fortement de la qualité de leur conception. Une mauvaise conception peut engendrer des dysfonctionnements coûteux, tandis qu'un ouvrage bien pensé permettra une exploitation simple, sécurisée et durable, avec des coûts d'entretien maîtrisés.

III.2. Rôle et utilités des réservoirs

Les réservoirs sont des structures de stockage d'eau intégrées aux systèmes d'adduction et de distribution. Leur fonction principale est de garantir la disponibilité d'un volume suffisant d'eau pour répondre aux variations de la demande. En plus du stockage, ils remplissent de nombreuses fonctions utiles [10]:

- Compensation entre l'alimentation (par gravité ou pompage) et les consommations irrégulières (pointes de demande) ;
- Réserve de sécurité en cas d'imprévus : pannes de pompes, coupures d'alimentation, réparations du réseau, etc. ;
- Réserve pour la lutte contre l'incendie (volume réservé à cet effet) ;
- Possibilité de pompage nocturne à moindre coût, grâce à des tarifs électriques plus avantageux ;
- Stabilisation de la pression dans le réseau, réduisant les risques de coups de bâlier ;
- Simplification de l'exploitation grâce à un fonctionnement plus stable ;
- Régularité du débit des pompes, qui fonctionnent à vitesse constante.

III.3 Emplacement du réservoir

Le choix de l'emplacement d'un réservoir est une étape stratégique qui doit répondre à des critères à la fois techniques, topographiques et économiques. Les principales considérations sont[11] :

- **Distribution gravitaire** : Il est recommandé d'implanter le réservoir à une altitude supérieure à la côte piézométrique maximale afin de permettre une alimentation gravitaire sans pompage.
- **Remplissage gravitaire** : Si possible, l'approvisionnement du réservoir devrait également se faire par gravité pour limiter la consommation énergétique.
- **Proximité des zones de consommation** : L'emplacement doit être proche des centres de consommation pour minimiser les pertes de charge et optimiser la pression.
- **Topographie favorable** : La présence de reliefs permet d'envisager la construction de réservoirs semi-enterrés, souvent plus économiques que les châteaux d'eau.
- **Nature du sol** : Le terrain doit offrir une portance suffisante et une bonne stabilité pour supporter les charges du réservoir.
- **Proximité de l'agglomération** : Il est préférable que le réservoir soit implanté à proximité immédiate de l'agglomération pour des raisons de sécurité et de maintenance.

III.4 Classification des réservoirs

Les réservoirs peuvent être classés selon plusieurs critères [12]:

a) Selon la nature des matériaux de construction :

- Réservoirs métalliques ;
- Réservoirs en maçonnerie ;
- Réservoirs en béton (armé, précontraint ou ordinaire).

b) Selon leur implantation topographique :

- Réservoirs au sol ;
- Réservoirs enterrés ;
- Réservoirs semi-enterrés ;
- Réservoirs surélevés (châteaux d'eau).

c) Selon des considérations esthétiques :

- Réservoirs valorisant leur fonction dans le paysage ;
- Réservoirs intégrés discrètement dans l'environnement.

Figures III.1 à III.3 : Schémas types de réservoirs semi-enterré, surélevé et leur fonctionnement.

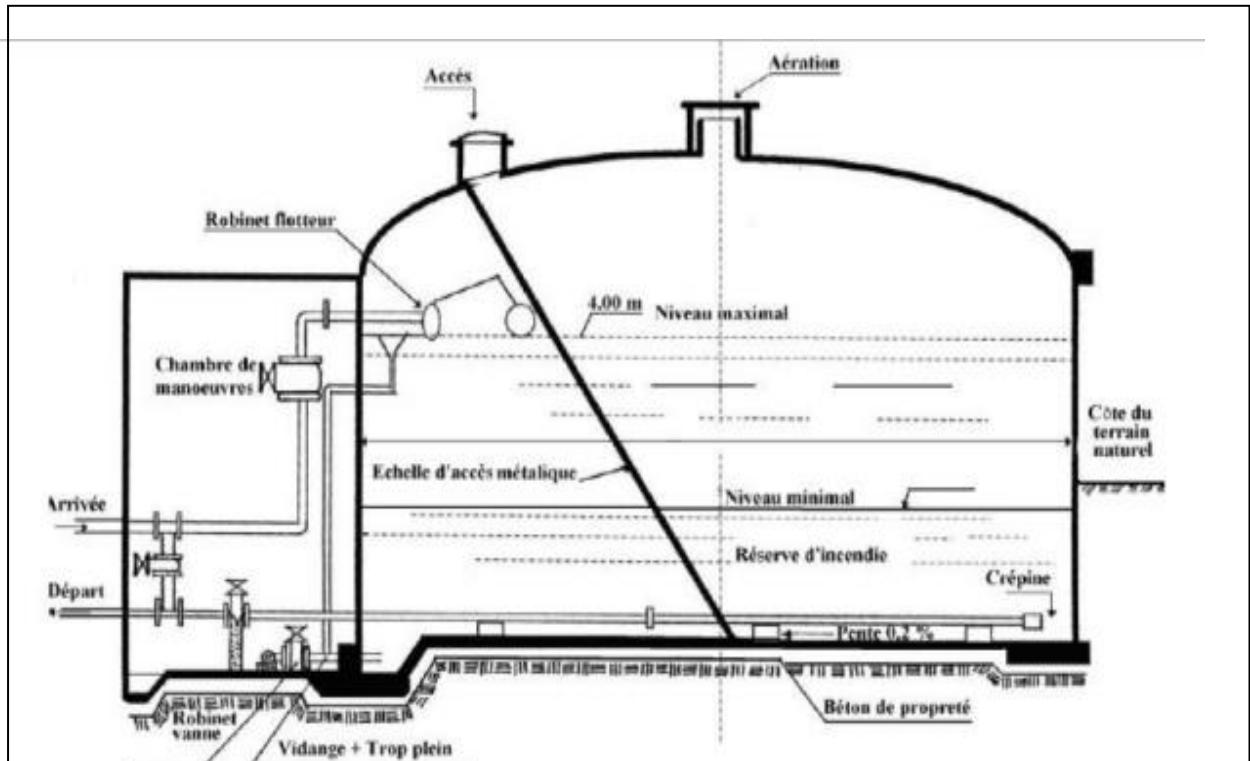


Figure III.1 : Schéma d'un réservoir semi enterrée

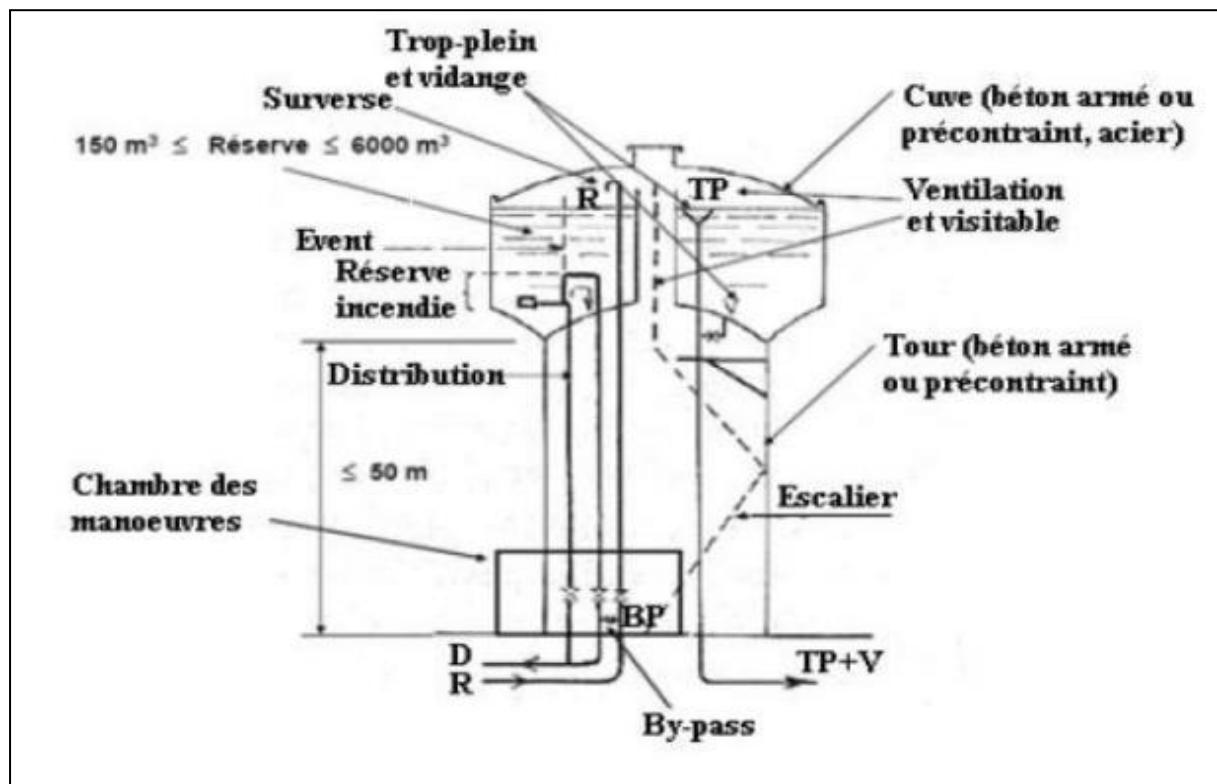


Figure III.2 : Schéma d'un réservoir surélevé

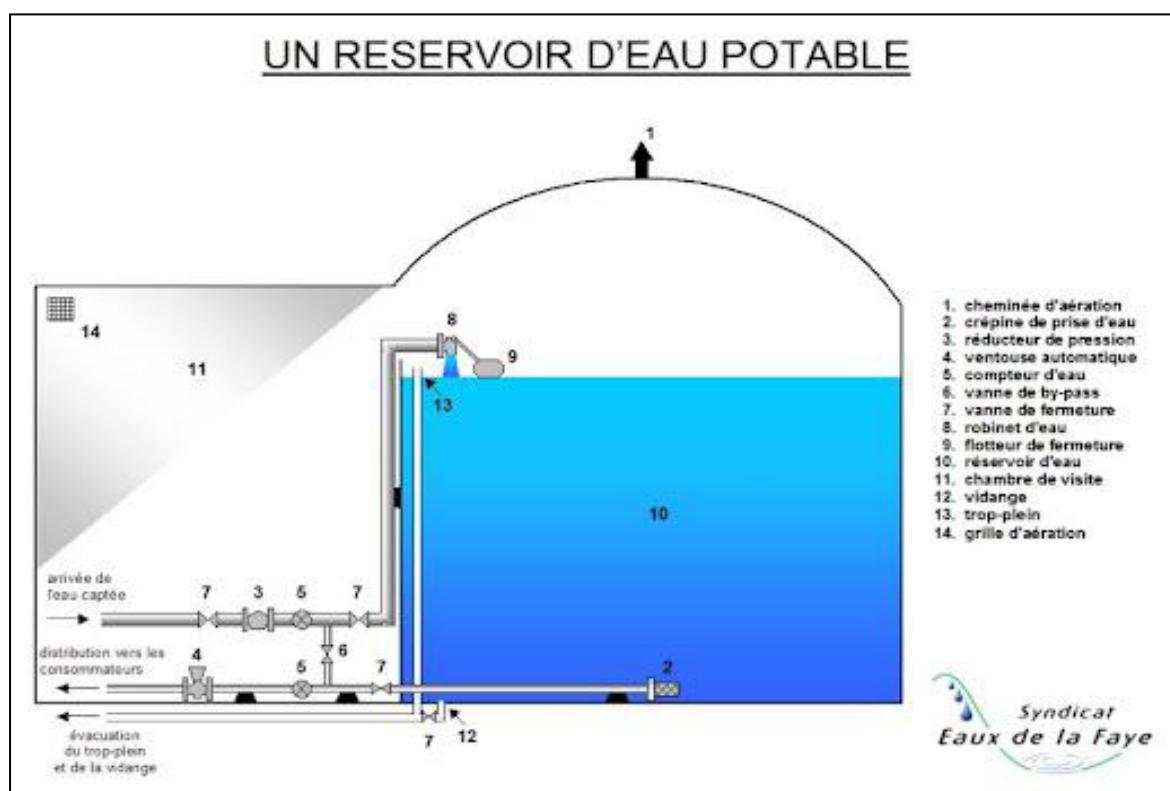


Figure III.3 : Schéma de fonctionnement d'un réservoir

III.5. Équipements hydrauliques du réservoir

III.5.1. Conduite d'arrivée (adduction)

L'eau peut pénétrer dans le réservoir :

- Soit par **chute libre**, favorisant l'oxygénation (utile notamment pour les eaux souterraines pauvres en oxygène) ;
- Soit par une **conduite noyée**, évitant le brassage excessif[12].

Figures III.4 et III.5 : Types de conduites d'adduction (chute libre et adduction noyée).

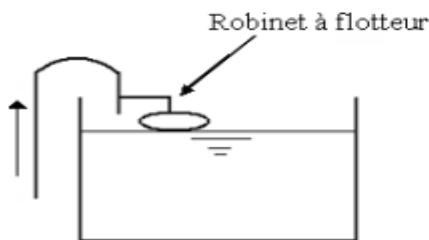


Figure III.4 : Conduite avec chute libre

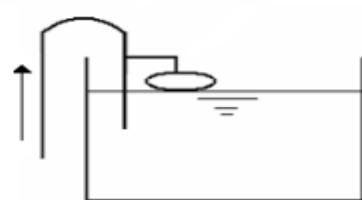


Figure III.5 : Adduction noyée

III.5.2. Conduite de distribution

La conduite de distribution part légèrement au-dessus du radier (0,15 à 0,20 m) afin d'éviter l'aspiration des sables ou boues décantés dans la cuve. En cas de rupture de canalisation, il est impératif de pouvoir isoler rapidement le réservoir pour éviter les inondations[10]. Cela peut être assuré par :

- Des **vannes de sécurité** ou **vannes papillon à commande hydraulique**, déclenchées automatiquement en cas de survitesse (Figure III.6).

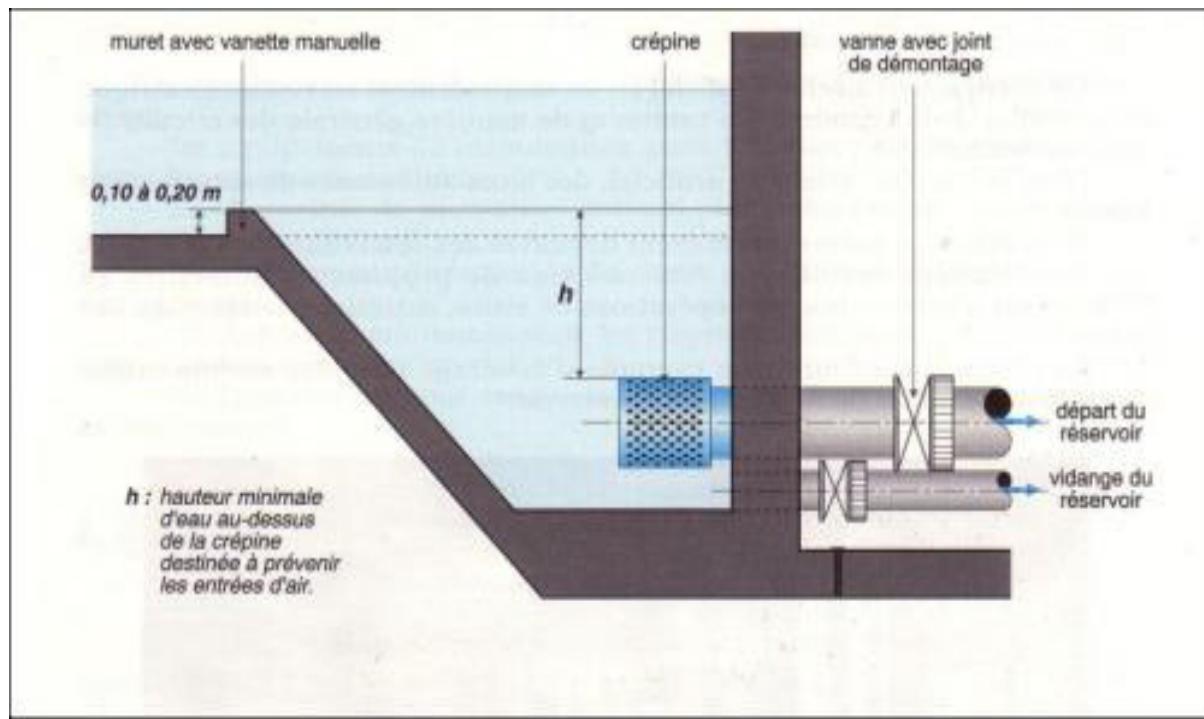


Figure III.6 : Conduites de distribution et de vidange

III.5.3 Conduite de trop-plein

Elle permet d'évacuer le surplus d'eau en cas de remplissage excessif (défaillance du système de commande, pompage incontrôlé, etc.). L'eau s'échappe par surverse et est redirigée vers l'extérieur via un puisard.

III.5.4 Vidange

Située au point bas du réservoir, elle est reliée à la conduite de trop-plein et équipée d'un robinet-vanne pour assurer l'évacuation complète du réservoir lors des opérations d'entretien ou de nettoyage.

III.5.5 Conduite de by-pass

Elle assure la continuité du service lors des opérations de maintenance du réservoir. Elle relie directement les conduites d'adduction et de distribution (Figure III.7).

Fonctionnement :

- **En fonctionnement normal** : vannes 1 et 2 ouvertes, vanne 3 fermée ;
- **En by-pass** : vannes 1 et 2 fermées, vanne 3 ouverte.

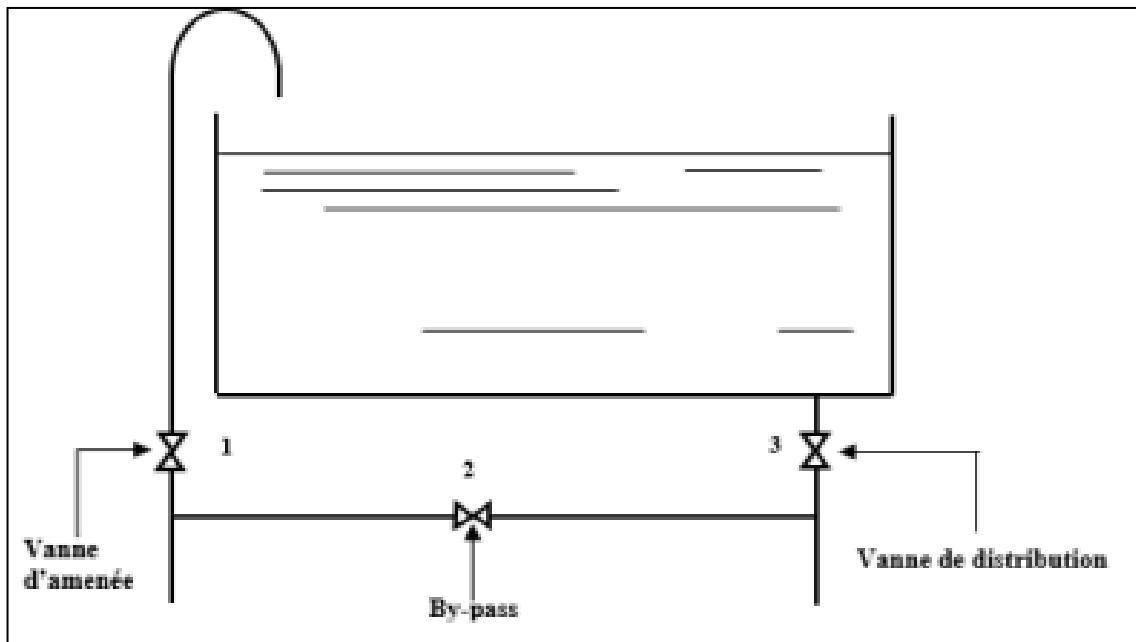


Figure III.7 : Schéma de la conduite de by-pass.

III.6 Matérialisation de la réserve d'incendie

Afin de garantir une réserve permanente pour la lutte contre l'incendie, des aménagements spécifiques sont prévus dans le réservoir. On distingue deux systèmes[13] :

III.6.1 Système à deux prises

Deux conduites sortent du réservoir :

- L'une prend l'eau à hauteur de la réserve d'incendie ;
- L'autre prélève en fond de cuve mais est équipée d'une vanne qui peut être fermée.

Ainsi, lorsque le niveau d'eau atteint la limite de la réserve, l'alimentation s'interrompt automatiquement, préservant ce volume vital.

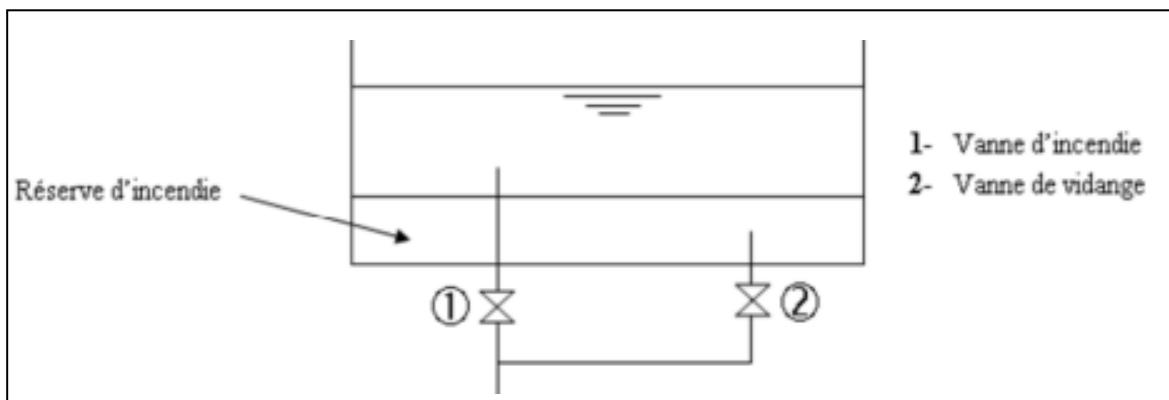


Figure III.8 : Schéma du système à deux prises.

III.6.2 Système à siphon (avec évent)

Ce système utilise un siphon muni d'un évent et de trois vannes. Lorsque l'eau atteint la consigne d'incendie, le siphon se désamorce automatiquement grâce à l'évent, stoppant ainsi l'écoulement. Ce système est souvent utilisé pour les réservoirs simples, tandis que le système à deux prises est recommandé pour les réservoirs jumelés.

III.7 Vérification de la capacité des réservoirs à l'horizon de projet

III.7.1 Méthode graphique

La méthode graphique consiste à comparer visuellement la **courbe cumulée de la consommation horaire**, obtenue à partir des coefficients horaires de variation, avec la **courbe d'apport pompé** (généralement linéaire), en fonction de la période effective de pompage.

Le **volume de stockage requis (VR)** est obtenu en sommant les écarts absolus entre les extrêmes des deux courbes (surplus et déficit), auxquels s'ajoute le volume réservé à la lutte contre l'incendie. Ainsi, la formule adoptée est :

$$V_R = \Delta V_{\max} + \Delta V_{\min} + V_{\text{inc}}$$

Avec :

- V_R : Volume total du réservoir (m^3)
- ΔV_{\max} : Excédent journalier (m^3)
- ΔV_{\min} : Déficit journalier (m^3)
- V_{inc} : Réserve d'incendie (fixée à 120 m^3)

III.7.2 Méthode analytique

La méthode analytique repose sur l'étude du profil de consommation horaire et de la durée de fonctionnement de la station de pompage. Elle permet de calculer le volume utile (Vu) du réservoir, soit la partie du volume destinée à compenser les écarts journaliers.

$$\mathbf{V_u} = \frac{\mathbf{Q_{maxj}}}{100} \times \mathbf{P\%}$$

Avec :

- V_u : Volume utile (m^3)
- Q_{maxj} : Débit maximum journalier (m^3/j)
- $P\%$: Pourcentage de consommation journalière à stocker (déterminé à partir du bilan horaire)

III.7.2.1 Détermination du pourcentage $P\%$

Le pourcentage $P\%$ est obtenu via l'analyse des écarts cumulés entre l'apport et la consommation horaire. Cela se fait en trois étapes :

- Répartition horaire des débits de consommation (voir Chapitre II)
- Durée de pompage : fixée à 20 heures/jour
- Calcul du résidu horaire :

$R+$: plus grand excédent (surplus d'eau stockée)

$R-$: plus grand déficit (besoin de restitution)

$$\mathbf{P\%} = |\mathbf{R}^+| + |\mathbf{R}^-|$$

III.7.2.2 Volume total du réservoir

Le volume total du réservoir est la somme du volume utile et de la réserve incendie :

$$\mathbf{V_t} = \mathbf{V_u} + \mathbf{V_{inc}}$$

III.7.3 Dimensionnement de la station de reprise

La station de reprise comprend un réservoir d'appoint permettant de garantir :

- Le maintien en charge de la crête ;
- La prévention du désamorçage des pompes.

Un **temps de stockage minimal de 15 minutes (0,25 h)** est retenu. Le volume de la station de reprise ($\mathbf{V_{SR}}$) est donné par :

$$\mathbf{V_{SR}} = \frac{\mathbf{Q_{maxj}} \times \mathbf{t}}{\mathbf{T}}$$

Avec :

- Q_{maxj} : Débit journalier maximum (m^3/j)
- t : Temps de maintien (0,25 h)
- T : Durée de pompage (20 h)

III.7.4 Détermination des capacités des réservoirs

III.7.4.1 Calcul analytique du volume

Les résultats du calcul sont présentés dans le tableau III.1 et figure III.9.

Tableau III.1 : Détermination de la capacité des réservoirs par la méthode analytique

| Heurs | Apport (%) | Distribution (%) | Surplus | Déficit | Résidu |
|--------------|------------|------------------|---------|---------|-----------|
| 0-1 | 0 | 1 | | -1 | -1 |
| 1-2 | 0 | 1 | | -1 | -2 |
| 2-3 | 5 | 1 | 4 | | 2 |
| 3-4 | 5 | 1 | 4 | | 6 |
| 4-5 | 5 | 2 | 3 | | 9 |
| 5-6 | 5 | 3 | 2 | | 11 |
| 6-7 | 5 | 5 | | | 11 |
| 7-8 | 5 | 6.5 | | -1.5 | 9.5 |
| 8-9 | 5 | 6.5 | | -1.5 | 8 |
| 9-10 | 5 | 5.5 | | -0.5 | 7.5 |
| 10-11 | 5 | 4.5 | 0.5 | | 8 |
| 11-12 | 5 | 5.5 | | -0.5 | 7.5 |
| 12-13 | 5 | 7 | | -2 | 5.5 |
| 13-14 | 5 | 7 | | -2 | 3.5 |
| 14-15 | 5 | 5.5 | | -0.5 | 3 |
| 15-16 | 5 | 4.5 | 0.5 | | 3.5 |
| 16-17 | 5 | 5 | | | 3.5 |
| 17-18 | 5 | 6.5 | | -1.5 | 2 |
| 18-19 | 5 | 6.5 | | -1.5 | 0.5 |
| 19-20 | 5 | 5 | | | 0.5 |
| 20-21 | 5 | 4.5 | 0.5 | | 1 |
| 21-22 | 5 | 3 | 2 | | 3 |
| 22-23 | 0 | 2 | | -2 | 1 |
| 23-24 | 0 | 1 | | -1 | 0 |
| Total | 100 | 100 | | | |

À partir du résidu calculé graphiquement :

$$P\% = |R^+| + |R^-| = 11 + 2 = 13\%$$

$$V_u = \frac{Q_{\max j}}{100} \times 13 \quad \text{et} \quad V_t = V_u + V_{\text{inc}}$$

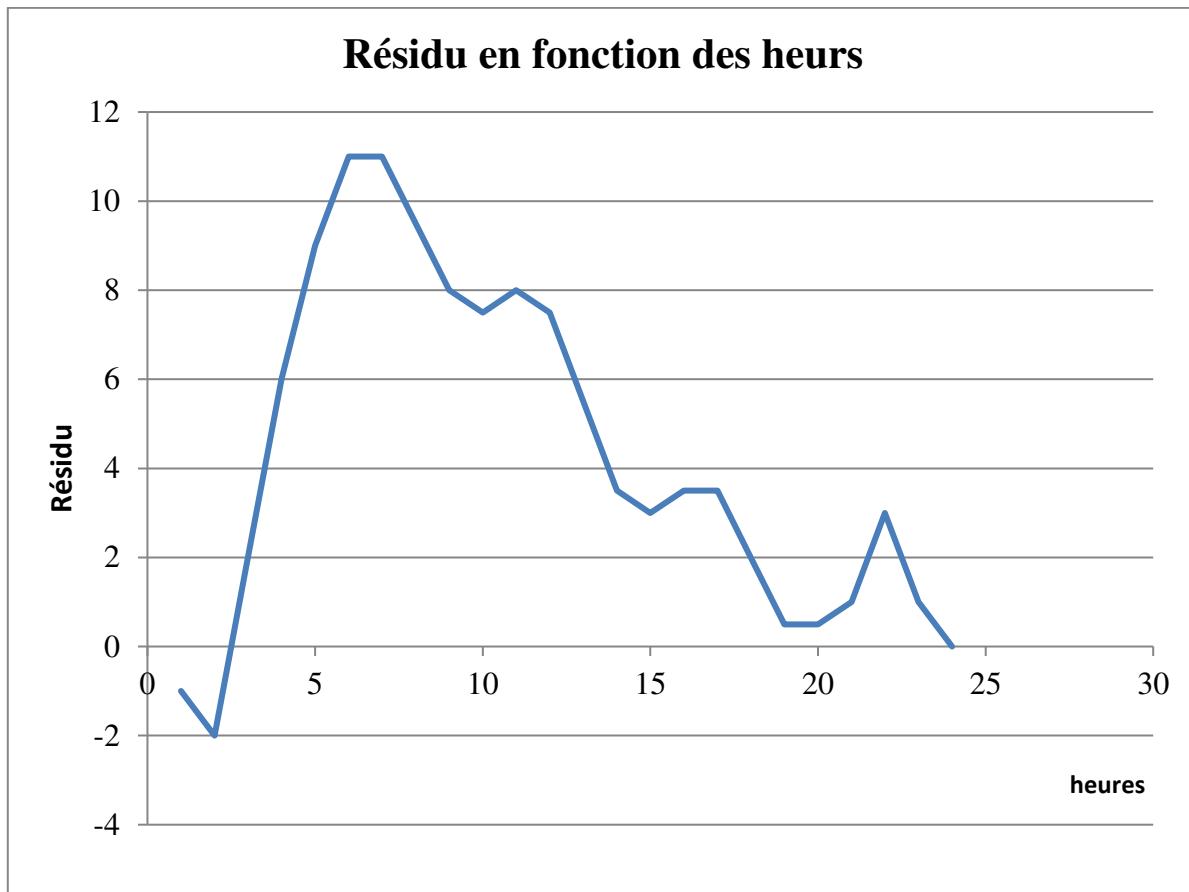


Figure III.9 : Graphe du résidu en fonction des heures

À partir du résidu calculé graphiquement :

$$P\% = |R^+| + |R^-| = 11 + 2 = 13\%$$

$$V_u = \frac{Q_{\max j}}{100} \times 13 \quad \text{et} \quad V_t = V_u + V_{\text{inc}}$$

III.7.4.2 Méthode graphique

Par lecture sur la courbe des apports cumulés et de la consommation cumulée :

$$P\% = |\Delta V^+| + |\Delta V^-| = 13\%$$

Les résultats du calcul sont présentés dans le tableau III.2 et figure III.10.

Tableau III.2 : Détermination de la capacité de réservoir par la méthode graphique.

| Heurs | Apport (%) | Apport cumulé (%) | Distribution (%) | Distribution cumulée (%) | Déférence entre les cumules |
|-------|------------|-------------------|------------------|--------------------------|-----------------------------|
| 0-1 | 0 | 0 | 1 | 1 | -1 |
| 1-2 | 0 | 0 | 1 | 2 | -2 |
| 2-3 | 5 | 5 | 1 | 3 | 2 |
| 3-4 | 5 | 10 | 1 | 4 | 6 |
| 4-5 | 5 | 15 | 2 | 6 | 9 |
| 5-6 | 5 | 20 | 3 | 9 | 11 |
| 6-7 | 5 | 25 | 5 | 14 | 11 |
| 7-8 | 5 | 30 | 6.5 | 20.5 | 9.5 |
| 8-9 | 5 | 35 | 6.5 | 27 | 8 |
| 9-10 | 5 | 40 | 5.5 | 32.5 | 7.5 |
| 10-11 | 5 | 45 | 4.5 | 37 | 8 |
| 11-12 | 5 | 50 | 5.5 | 42.5 | 7.5 |
| 12-13 | 5 | 55 | 7 | 49.5 | 5.5 |
| 13-14 | 5 | 60 | 7 | 56.5 | 3.5 |
| 14-15 | 5 | 65 | 5.5 | 62 | 3 |
| 15-16 | 5 | 70 | 4.5 | 66.5 | 3.5 |
| 16-17 | 5 | 75 | 5 | 71.5 | 3.5 |
| 17-18 | 5 | 80 | 6.5 | 78 | 2 |
| 18-19 | 5 | 85 | 6.5 | 84.5 | 0.5 |
| 19-20 | 5 | 90 | 5 | 89.5 | 0.5 |
| 20-21 | 5 | 95 | 4.5 | 94 | 1 |
| 21-22 | 5 | 100 | 3 | 97 | 3 |
| 22-23 | 0 | 100 | 2 | 99 | 1 |
| 23-24 | 0 | 100 | 1 | 100 | 0 |
| total | / | 100 | 100% | 100 | / |

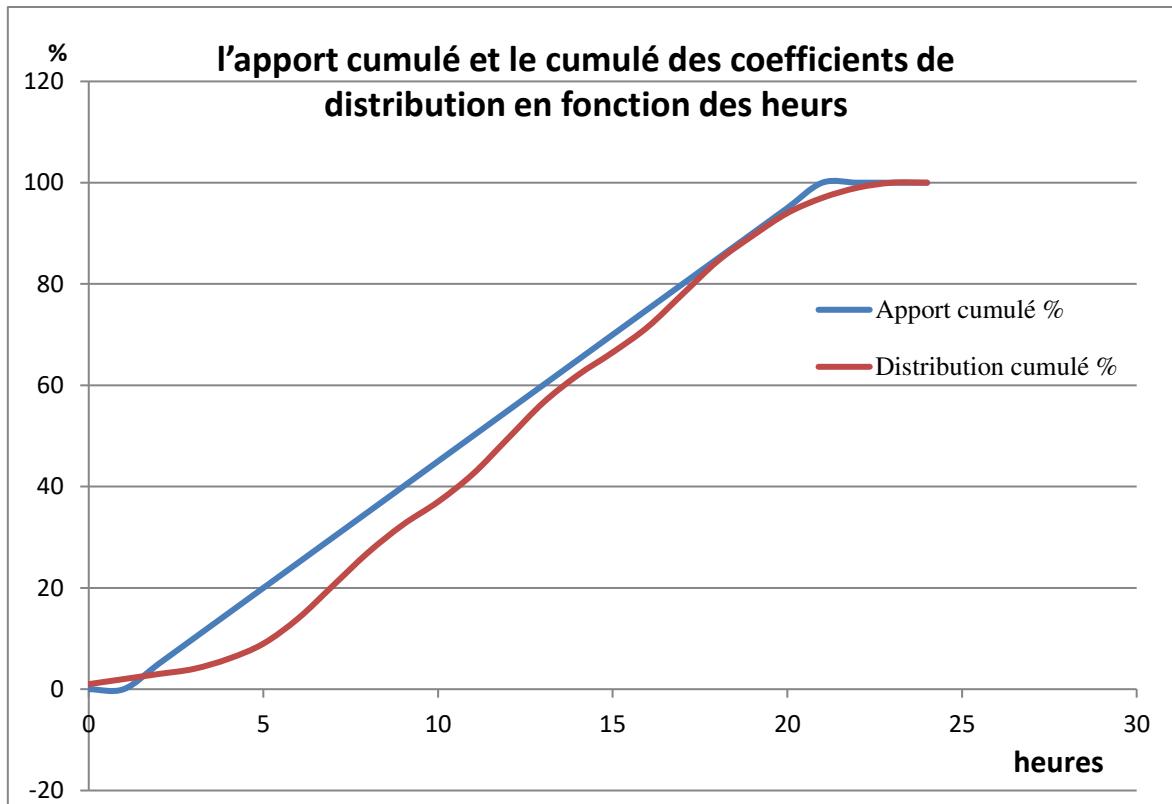


Figure III.10 : Graphe de l'apport cumulé et le cumulé des coefficients de distribution en fonction des heures

III.7.4.3 Dimensionnement du réservoir du village d'Andlou

Ce réservoir assure l'alimentation en eau potable du village d'Andlou, avec un pompage fonctionnant sur une plage horaire de 20 heures par jour (de 02h00 à 22h00).

- Débit max journalier : $Q_{\max j} = 312,365 \text{ m}^3/j$
- $V_u = \frac{312,365}{100} \times 13 = 40,607 \text{ m}^3$
- $V_t = V_u + V_{\text{inc}} = 160,607 \text{ m}^3$

Calcul du diamètre (réservoir cylindrique de 4 m de hauteur) :

$$D = \sqrt{\frac{4 \times V_r}{\pi \times H_r}} = \sqrt{\frac{4 \times 200}{\pi \times 4}} \approx 7,98 \text{ m} \Rightarrow D = 8 \text{ m (valeur normalisée)}$$

III.7.4.4 Dimensionnement du réservoir du village El Maida

Ce réservoir assure l'alimentation en eau potable du village El Maida, avec un pompage fonctionnant sur une plage horaire de 20 heures par jour (de 02h00 à 22h00).

- Débit max journalier : $Q_{\max j} = 494,237 \text{ m}^3/j$
- $V_u = \frac{494,237}{100} \times 13 = 64,251 \text{ m}^3$
- $V_t = V_u + V_{\text{inc}} = 184,251 \text{ m}^3$

Diamètre du réservoir (4 m de hauteur) :

$$D = \sqrt{\frac{4 \times 200}{\pi \times 4}} \approx 7,98 \text{ m} \Rightarrow D = 8 \text{ m} \text{ (valeur normalisée)}$$

III.7.4.5 Calcul des volumes des stations de reprise

Stations de reprise 1 et 2

- $Q_{\max j} = 806,602 \text{ m}^3/j$
- $V_{SR} = \frac{806,602 \times 0,25}{20} = 10,083 \text{ m}^3$
- Capacité adoptée : 15 m^3

Stations de reprise 3

- $Q_{\max j} = 494,237 \text{ m}^3/j$
- $V_{SR} = \frac{494,237 \times 0,25}{20} = 6,178 \text{ m}^3$
- Capacité adoptée : 7 m^3

 **Remarque :** la station de reprise 3 utilise le réservoir principal du village d'Andlou.

Conclusion

Ce chapitre a permis de dimensionner de manière rigoureuse les ouvrages de stockage d'eau potable pour les villages d'**Andlou** et **El Maida**, en se basant sur deux méthodes complémentaires : la méthode **graphique** et la méthode **analytique**. L'analyse des courbes horaires de consommation et d'apport a permis de déterminer un **volume utile à stocker équivalent à 13 % de la consommation maximale journalière**, valeur traduisant l'irrégularité quotidienne de la demande.

Les résultats obtenus ont conduit aux dimensionnements suivants :

- Pour le **réservoir d'Andlou** : un volume total de **160,61 m³**, auquel s'ajoute une marge de sécurité, a été normalisé à **200 m³**. Le diamètre du réservoir, pour une hauteur de 4 m, est de **8 mètres**.
- Pour le **réservoir d'El Maida** : le volume total requis est de **184,25 m³**, également porté à une capacité normalisée de **200 m³**, avec un diamètre identique de **8 mètres**.

En parallèle, les **stations de reprise** ont été dimensionnées pour garantir la continuité du service et prévenir les désamorçages de pompes :

- Les **stations 1 et 2** ont été équipées de bâches de **15 m³**,
- La **station 3**, associée au réservoir d'Andlou, dispose d'une bâche de **7 m³**.

Le chapitre suivant sera consacré au **dimensionnement du réseau d'adduction**, qui reliera la station de pompage aux réservoirs, en tenant compte des pertes de charge, des hauteurs manométriques, ainsi que des contraintes topographiques et énergétiques du terrain

Chapitre IV : Etude d'Adduction

Introduction

L'étude d'adduction vise à déterminer la configuration optimale du système de transport d'eau potable depuis le point de piquage jusqu'aux différentes localités à desservir.

Ce chapitre présente les différents types d'adduction possibles (gravitaire, par refoulement ou mixte), les critères de choix du tracé, ainsi que la description du schéma d'adduction retenu. L'objectif est de garantir un acheminement efficace, continu et sécurisé de l'eau, en tenant compte de la topographie, des contraintes techniques et des impératifs économiques du projet.

IV.1 Types d'adduction

IV.1.1 Adduction gravitaire

Dans ce système, le point de captage se situe à une altitude **supérieure** à celle du réservoir de desserte. L'eau s'écoule alors par gravité, sans recours au pompage, ce qui permet une économie d'énergie et une exploitation plus simple (figure VI.2). Une variante de ce dispositif est l'**adduction mixte refoulement-gravitaire**[14], dans laquelle l'eau est initialement pompée vers un bassin d'accumulation, puis descend par gravité jusqu'au réservoir final.

On distingue deux cas :

- **Aqueducs**: L'eau circule à surface libre, sous l'effet d'une pente naturelle soigneusement calculée. Cette pente régulière assure un écoulement uniforme sans mise en pression.
- **Conduites forcées** : L'écoulement est sous pression. Pour un même débit, les pertes de charge y sont supérieures à celles d'un aqueduc, surtout si la pente est faible. Ce système est donc réservé aux cas où l'écoulement libre n'est pas possible[14].

IV.1.2 Adduction par refoulement

Lorsque le captage est situé **en contrebas** du réservoir ou des zones à desservir, le recours à une **station de pompage** devient indispensable (figure VI.1). Le refoulement permet de vaincre la dénivellation et de faire monter l'eau jusqu'au point de stockage.

Ce type d'adduction nécessite une analyse approfondie :

- **Techniquement** : pression, pertes de charge, régularité du fonctionnement ;
- **Économiquement** : consommation énergétique, entretien, amortissement des équipements[14].

IV.1.3 Adduction mixte

L'adduction mixte combine les deux systèmes précédents : **refoulement sur certains tronçons, gravité sur d'autres**. Cette solution est souvent la plus **efficace et économique** dans les zones au relief accidenté ou irrégulier.

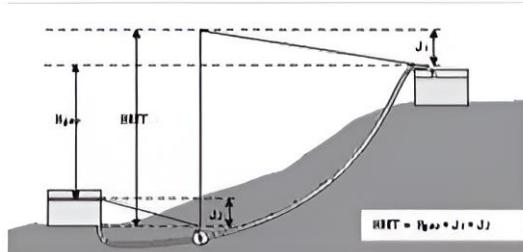


Figure IV.1 : Adduction par refoulement

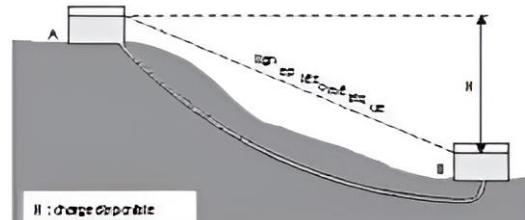


Figure IV.2 : Adduction gravitaire

IV.2 Choix du tracé d'adduction

Le tracé de la conduite d'adduction doit répondre à des critères techniques, économiques et opérationnels. Un bon tracé permet non seulement de limiter les coûts d'investissement, mais aussi d'optimiser le fonctionnement hydraulique du réseau.

Critères de sélection du tracé :

- **Minimisation de la longueur :**
 - Privilégier un itinéraire direct entre le point de piquage et les réservoirs.
 - Réduire les détours inutiles pour limiter les pertes de charge et les coûts de pose.
- **Profil en long optimal :**
 - Assurer une pente régulière adaptée à l'écoulement.
 - Éviter les contre-pentes (risques de poches d'air, cavitation).
 - Favoriser les descentes rapides et les montées douces.
- **Évitement des obstacles naturels et artificiels :**
 - Contourner les zones sensibles (rivières, forêts denses, zones instables).
 - Limiter les angles à 90° qui nécessitent des appuis spécifiques (butées en béton).
- **Accessibilité pour la maintenance :**
 - Suivre les voies carrossables ou les accotements routiers.
 - Intégrer des vannes d'isolement tous les 1 à 2 km pour faciliter l'entretien.
- **Gestion de l'air et de la pression :**

- Installer des ventouses aux points hauts.
- Prévoir des vannes de vidange aux points bas.
- Installer des clapets anti-retours en aval des pompes.
- **Adaptation au terrain :**
 - Étudier la géologie locale (portance, perméabilité) pour adapter les matériaux.
 - Prévoir un réservoir brise-charge si la pression excède les seuils admissibles.
- **Sécurité et durabilité :**
 - Renforcer les points singuliers avec des appuis solides (butées, ceintures).
 - Traiter les conduites contre la corrosion si elles sont enterrées ou exposées.

IV.3 Description du schéma d'adduction retenu

Le schéma d'adduction conçu pour ce projet repose sur une configuration mixte combinant segment gravitaire et trois tronçons de refoulement, afin de répondre aux contraintes topographiques du site. L'acheminement de l'eau débute au point de piquage (PK) situé à 571 m d'altitude, en aval du barrage de Boussiaba.

Étapes du système d'adduction :

1. Segment gravitaire :

- Tronçon : PK (571 m) → Station de reprise SR1 (568 m)
- Longueur : 2 660 m
- Type : Écoulement par gravité

2. Premier refoulement :

- Tronçon : SR1 (568 m) → Station de reprise SR2 (766 m)
- Longueur : 2 090 m
- Type : Refoulement – Élévation de 198 m

3. Deuxième refoulement :

- Tronçon : SR2 (766 m) → Réservoir 01 (Andlou) + SR3 (989 m)
- Longueur : 2 620 m
- Type : Refoulement – Élévation de 223 m

4. Troisième refoulement :

- Tronçon : SR3 (989 m) → Réservoir 02 (El Maida, 1125 m)
- Longueur : 4 040 m
- Type : Refoulement – Élévation de 136 m

Le schéma représentatif du système d'adduction ainsi que les caractéristiques techniques sont présentés dans la figure VI.2 et le tableau VI.1.

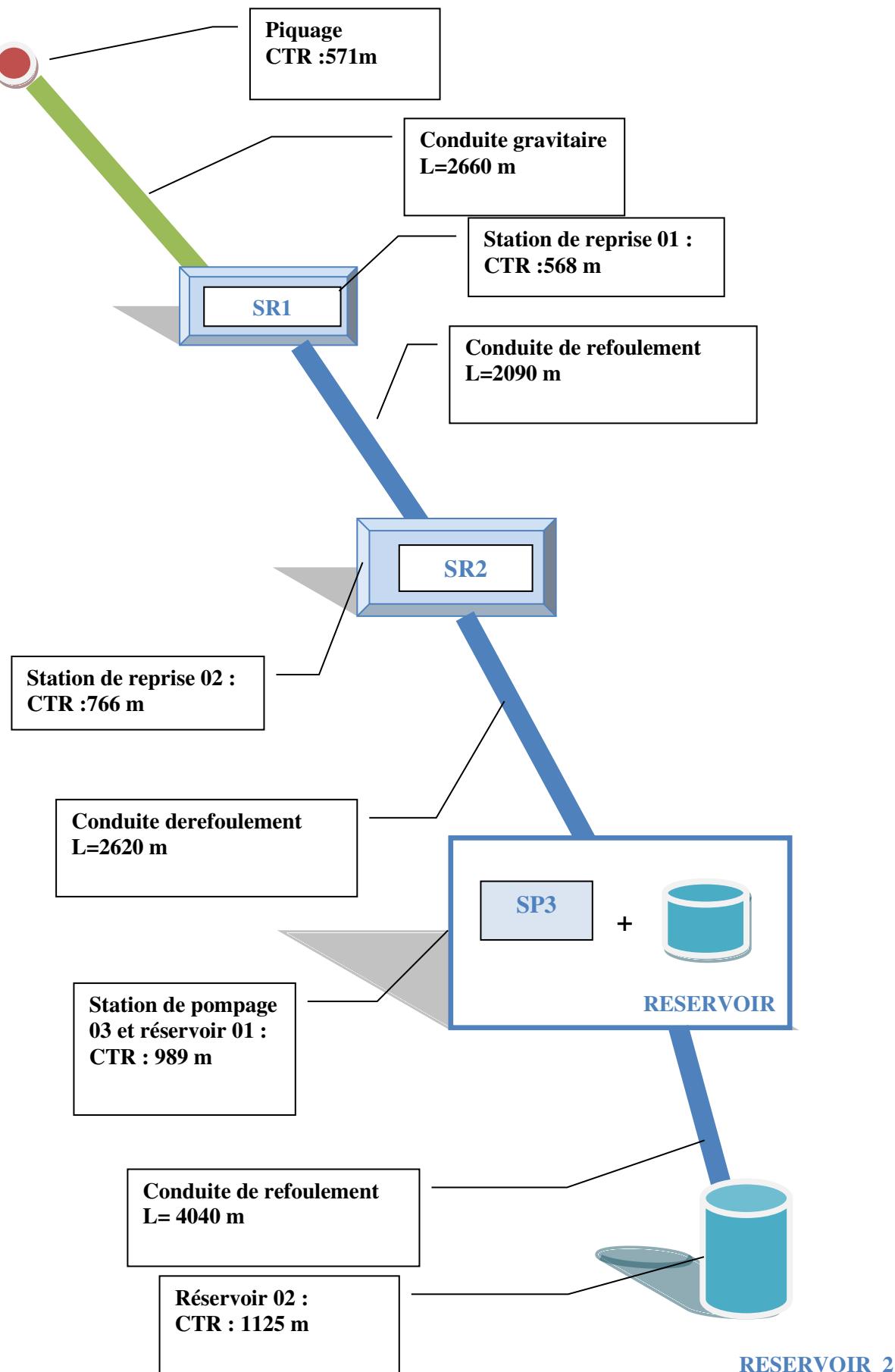


Tableau IV.1 : Caractéristiques techniques de la chaîne d'adduction

| Tronçon | type | Altitude(m) | Longueur(m) | HG(m) |
|------------------------------------|-------------|-------------|-------------|-------|
| PK → SR1 | Gravitaire | 571 → 568 | 2 660 | -3 |
| SR1 → SR2 | Refoulement | 568 → 766 | 2 090 | 198 |
| SR2 → SR3 +Réservoir 01 | Refoulement | 766 → 989 | 2620 | 223 |
| SR3 → Réservoir 02 | Refoulement | 989 → 1 125 | 4040 | 136 |

IV.4 Choix du type de conduites

Il n'existe pas de matériau universellement supérieur pour les conduites d'adduction. Le choix du type de canalisation dépend d'une **analyse multicritère**, qui prend en compte à la fois les **conditions d'exploitation**, les **caractéristiques du site**, les **impératifs économiques**, ainsi que les **possibilités de maintenance et d'approvisionnement local**.

Principaux critères de sélection :

Conditions d'exploitation :

- Nature de l'usage (adduction gravitaire, refoulement, distribution urbaine/rurale)
- Niveau de pression de service attendu
- Résistance aux coups de bâlier et aux sollicitations dynamiques

Contexte local :

- Compatibilité avec les conduites et équipements existants
- Disponibilité locale des matériaux et pièces de rechange
- Conformité avec les pratiques, normes et habitudes régionales

Facteurs économiques :

- Coût initial de fourniture et de pose

- Coût global sur le cycle de vie (entretien, durée de vie, remplacement)
- Facilité de stockage, de transport et de mise en œuvre

Maintenance et savoir-faire :

- Simplicité des interventions en cas de panne ou de fuite
- Disponibilité de personnel qualifié pour la pose et les réparations

IV.4.1. Types courants de conduites

Selon le matériau constitutif, on distingue généralement :

- **Conduites en acier** : adaptées aux fortes pressions et grandes portées ; sensibles à la corrosion.
- **Conduites en fonte ductile** : robustes, idéales pour les réseaux urbains et les terrains instables.
- **Conduites en PVC (polychlorure de vinyle)** : légères, économiques, adaptées aux faibles pressions.
- **Conduites en PEHD (polyéthylène haute densité)** : flexibles, résistantes aux contraintes mécaniques et à la corrosion, adaptées aux zones accidentées.

►Choix retenu pour cette étude :

Des **conduites en PEHD** ont été sélectionnées pour l'ensemble du réseau d'adduction, en raison de leurs performances techniques, leur longévité, leur souplesse de pose, et leur adaptabilité aux terrains complexes.

IV.5 Conduites en PEHD**IV.5.1 Systèmes de raccordement**

Les conduites en PEHD peuvent être assemblées selon différents procédés en fonction du diamètre [1]:

- **Manchons soudés** : pour les diamètres ≤ 160 mm
- **Soudure bout à bout** : pour les diamètres ≥ 90 mm
- **Raccords à brides** : à partir de 63 mm
- **Raccords métalliques à bague de serrage** : selon spécifications du fabricant
- **Raccords à emboîtement** : pour les conduites ≥ 63 mm, facilitant les interventions

IV.5.2 Avantages techniques des conduites en PEHD

- Résistance aux **pressions élevées** (10 à 25 bars)
- Faible rugosité interne → meilleures performances hydrauliques
- Longévité supérieure à **50 ans**

- Excellente **résistance chimique et à la corrosion**
- Installation rapide grâce à la **soudure par électro fusion**
- Bonne **flexibilité**, ce qui réduit les risques de casse en terrain instable[16].

IV.6 Équipements du système d'adduction

Le réseau d'adduction doit être équipé d'un certain nombre d'**accessoires hydrauliques** afin de garantir son bon fonctionnement, sa sécurité et sa facilité d'entretien. Les principaux équipements sont [10]:

- **Robinets-vannes** : permettent d'isoler une section pour maintenance. Différents types sont utilisés : robinets à quart de tour, vannes papillon, vannes classiques.
- **Ventouses** : installées aux points hauts pour **évacuer l'air** emprisonné dans les conduites, notamment lors du remplissage.
- **Vannes de vidange** : placées aux points bas pour permettre la **purge complète** du réseau.
- **Clapets anti-retours** : empêchent le **reflux de l'eau**, en particulier en aval des stations de pompage.
- **Vannes de régulation avale** :
 1. À action directe : avec ressort de rappel, fonctionnement simple.
 2. À action hydraulique : commande externe, plus précise pour le maintien de la pression.
- **Vannes de régulation de débit** : permettent de **stabiliser le débit** quelle que soit la variation de pression amont ou aval.

IV.7 Etude technico-économique du choix des conduites

L'objectif de cette analyse est de déterminer **le diamètre de conduite le plus économique**, en conciliant **performance hydraulique** et **optimisation des coûts**. Deux critères principaux sont étudiés [17]:

Dimensionnement technique

Le diamètre de la conduite doit permettre le passage du **débit maximal journalier**, tout en :

- Maintenant une **vitesse d'écoulement admissible** (généralement entre 0,6 et 2,5 m/s) ;
- Garantissant une **pression compatible** avec la résistance mécanique du matériau ;
- Limitant les **pertes de charge** (linéaires et singulières).

Coûts associés

Le **coût total** d'un tronçon de conduite comprend :

- **Le coût d'investissement initial** : achat, transport et pose.

- Les **coûts d'exploitation** : pompage, pertes de charge, fuites éventuelles.
- Les **coûts d'entretien et de renouvellement** : réparations, remplacement partiel.
- Le **coût de l'énergie** (notamment pour les conduites de refoulement).

Un diamètre plus grand diminue les pertes de charge, mais augmente le coût initial. Le choix final résulte donc d'un **compromis entre coût initial et coût global sur la durée de vie du réseau.**

IV.7.1 Calcul du diamètre économique

Le choix du diamètre économique d'une conduite vise à **équilibrer les performances hydrauliques et les coûts d'investissement et d'exploitation**. Pour obtenir une première estimation du diamètre, on utilise des **formules empiriques** différentes selon le type d'écoulement :

A. Pour les conduites de refoulement

Deux formules simplifiées permettent une première approximation du diamètre :

- **Formule de BONNIN :**

$$D1 = \sqrt{Q}$$

- **Formule de BRESS :**

$$D2 = 1.5\sqrt{Q}$$

Où :

D1 et **D2** : Diamètres approximatifs (en m)

Q : Débit en m³/s

B. Pour les conduites gravitaires

Le diamètre est déterminé à partir d'une **vitesse d'écoulement admissible**, généralement comprise entre une valeur minimale et maximale :

- **Diamètre minimal :**

$$D_{\min} = \sqrt{\frac{4 \times Q}{\pi \times V_{\max}}}$$

- **Diamètre maximal :**

$$D_{\max} = \sqrt{\frac{4 \times Q}{\pi \times V_{\min}}}$$

Avec :

Vmin : Vitesse minimale de l'écoulement qui est de 0,5 m/s,

Vmax : Vitesse maximale de l'écoulement qui est de 1,5 m/s,

Dmin : Diamètre minimal de la conduite (m),

Dmax : Diamètre maximal de la conduite (m),

Q : Débit à transiter dans la conduite (m³/s).

IV.7.2 Calcul de la vitesse d'écoulement

Une fois le diamètre estimé, la **vitesse de l'eau** dans la conduite est déterminée par la formule classique de continuité :

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

Avec :

V : vitesse moyenne de l'écoulement (m/s)

Q : débit (m³/s)

D : diamètre intérieur de la conduite (m)

IV.7.3 Calcul des pertes de charge

Les pertes de charge représentent l'**énergie dissipée** par l'écoulement de l'eau en raison des frottements internes et des singularités (changements de direction, rétrécissements, etc.). Elles se divisent en deux catégories :

- **Pertes de charge linéaires** : liées au frottement sur toute la longueur de la conduite.
- **Pertes de charge singulières** : dues aux accidents de parcours (coudes, vannes, tés...).

IV.7.3.1 Pertes de charge linéaires

Elles sont calculées à l'aide de la **formule de Darcy-Weisbach** :

$$H_L = J \times L = \frac{\lambda \times L \times V^2}{2g \times D}$$

Avec :

- H_L : perte de charge linéaire (m)
- J : perte de charge par mètre courant (m/ml)
- L : longueur de la conduite (m)
- λ : coefficient de frottement de Darcy
- V : vitesse d'écoulement (m/s)
- D : diamètre de la conduite (m)
- g : accélération de la pesanteur (9,81 m/s²)

Calcul du coefficient de frottement λ

Le coefficient λ dépend du **régime d'écoulement** (laminaire, turbulent lisse, turbulent rugueux ou transitoire), déterminé à partir du **nombre de Reynolds Re** :

$$Re = \frac{D \times V}{\nu}$$

Avec :

- ν : viscosité cinétique de l'eau (m²/s)
- À 20 °C, $\nu = 1 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$

► Cas 1 : Ecoulement turbulent rugueux

Formule de Nikuradse :

$$\lambda = \left(1.14 - 0.86 \times \ln \left(\frac{K}{D} \right) \right)^{-2}$$

► Cas 2 : Écoulement transitoire

Formule de Colebrook-White :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log_{10} \left(\frac{K}{3.17D} + \frac{2.51}{Re\sqrt{\lambda}} \right)$$

Cette équation étant implicite, une valeur initiale de λ est nécessaire pour l'itération. Elle peut être obtenue par la **formule d'Herman** :

$$\lambda_0 = 0.0054 + 0.395 \times Re^{-0.3}$$

Valeurs de rugosité K selon le matériau :

- Fonte ductile : $K = 0.15$ mm
- PEHD : $K = 0.02$ mm

IV.7.3.2 Pertes de charge singulières (H_s)

Les pertes de charge singulières sont dues aux **éléments perturbateurs du réseau** tels que les coudes, les tés, les vannes, les rétrécissements ou les changements de direction. Ces pertes ne sont pas réparties uniformément sur la conduite, mais se concentrent à des points spécifiques. Dans cette étude, elles sont **estimées à 15 % des pertes linéaires**, conformément à l'approche simplifiée souvent utilisée en phase de pré dimensionnement :

$$H_s = 0,15 \times H_L$$

Avec :

- H_s : Pertes de charge singulières (m)
- H_L : Pertes de charge linéaires (m)

IV.7.3.3 Pertes de charge totales (H_T)

Les pertes de charge totales représentent l'**ensemble des pertes d'énergie** dans la conduite, à savoir la somme des pertes linéaires et singulières. On les exprime de manière condensée comme suit :

$$H_T = H_L + H_s = 1,15 \times H_L$$

IV.7.4 Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT)

La **hauteur manométrique totale (HMT)** est la **charge totale** que la pompe doit fournir pour assurer l'acheminement de l'eau. Elle comprend :

- La **hauteur géométrique (Hg)**, c'est-à-dire la dénivellation entre le point de pompage et le point de refoulement ;
- Les **pertes de charge totales (H_T)**.

La formule est :

$$HMT = H_g + H_T$$

Avec :

- HMT : Hauteur manométrique totale (m)
- H_g : Hauteur géométrique (m)
- H_T : Pertes de charge totales (m)

IV.7.5 Calcul de la puissance absorbée par la pompe

La **puissance absorbée (Pa)** par la pompe est la puissance hydraulique nécessaire pour refouler le débit à la hauteur HMT, en tenant compte du rendement global du système (pompe + moteur). Elle est donnée par la relation suivante :

$$P_a = \frac{g \times Q \times HMT}{\eta}$$

Avec :

- P_a : Puissance absorbée (kW)
- g : Accélération de la pesanteur (9,81 m/s²)
- Q : Débit (m³/s)
- HMT : Hauteur manométrique totale (m)
- η : Rendement global de la pompe (en général entre 60 et 80 % ; ici, $\eta = 70\%$)

IV.7.6 Calcul des frais d'exploitation

Les **frais d'exploitation** (F_{exp}) sont calculés sur la base de la **consommation énergétique** de la pompe et du **coût de l'énergie électrique**. L'énergie consommée (E) est multipliée par le prix unitaire de l'électricité :

$$F_{\text{exp}} = E \times e_u$$

Avec :

- F_{exp} : Frais d'exploitation (DA)
- E : Énergie consommée par la pompe (kWh)
- e_u : Prix unitaire du kWh (ici fixé à **4,67 DA**)

IV.7.7 Calcul des frais d'amortissement

Les **frais d'amortissement** (F_{am}) correspondent à la **répartition du coût d'investissement** des conduites sur leur durée de vie. Ils sont calculés comme suit :

$$F_{\text{am}} = P_u \times L \times A$$

Avec :

- F_{am} : Frais d'amortissement annuels (DA)
- P_u : Prix unitaire de la conduite (DA/ml)
- L : Longueur de la conduite (m)
- A : Coefficient d'amortissement annuel

Le coefficient A est calculé à partir du **taux d'intérêt** et de la **durée de vie du projet** (n en années), selon la formule :

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

Avec :

- $i = 8\%$ (soit 0,08)
- $n = 30$ ans

Application numérique :

$$A = \frac{0,08}{(1,08)^{30} - 1} + 0,08 = 0,0889 \Rightarrow \text{soit } 8,89\%$$

IV.7.8 Calcul du bilan global

Le bilan annuel du coût du réseau correspond à la somme des frais d'exploitation et des frais d'amortissement :

$$\mathbf{B_L} = \mathbf{F_{exp}} + \mathbf{F_{am}}$$

Avec :

- B_L : Bilan annuel (DA)
- F_{exp} : Frais d'exploitation (DA)
- F_{am} : Frais d'amortissement (DA)

Le tableau IV.2 résume le prix, pression nominale et épaisseur des conduites en PEHD PN20 et PN 25.

Tableau IV.2 : Prix, pression nominale et épaisseur des conduites en PEHD PN20 et PN 25

| Désignation | Diamètre (mm) | PN (bar) | Épaisseur (mm) | Épaisseur (pouces) | Prix de vente (DA/ml) |
|-----------------------|---------------|----------|----------------|--------------------|-----------------------|
| | | | | | |
| TUBE PEHD PN 20 | Ø75 | 20 | 8.4 | 3.3 | 155.8 |
| | Ø90 | | 10.1 | 4.0 | 203.4 |
| | Ø110 | | 12.4 | 4.9 | 276.9 |
| | Ø125 | | 14.1 | 5.5 | 348.3 |
| | Ø160 | | 18.0 | 7.1 | 521.7 |
| | Ø200 | | 22.7 | 9.0 | 765.4 |
| | Ø250 | | 28.2 | 11.1 | 1152.6 |
| | Ø315 | | 35.6 | 14.0 | 1756.2 |
| | | | | | |
| TUBE PEHD PN 25 | Ø75 | 25 | 10.4 | 4.1 | 198.2 |
| | Ø90 | | 12.5 | 4.9 | 259.5 |
| | Ø110 | | 15.3 | 6.0 | 354.8 |
| | Ø125 | | 17.4 | 6.9 | 448.6 |
| | Ø160 | | 22.3 | 8.8 | 677.2 |
| | Ø200 | | 27.9 | 11.0 | 995.5 |
| | Ø250 | | 34.9 | 13.7 | 1512.8 |
| | Ø315 | | 43.9 | 17.3 | 2296.4 |

IV.8 Calcul des diamètres économiques pour les différents tronçons

L'objectif de cette section est de déterminer le **diamètre optimal** pour chaque tronçon du réseau d'adduction, en conciliant les contraintes hydrauliques, économiques et techniques. Ce dimensionnement repose sur les calculs des pertes de charge, des vitesses admissibles, et des bilans énergétiques associés.

IV.8.1 Tronçon : Point de piquage (PK) Vers la Station de reprise 1 (SR1)

a) Caractéristiques du tronçon :

- **Débit** : $Q=0,00934 \text{ m}^3/\text{s}$
- **Longueur** : $L=2660 \text{ m}$
- **Hauteur géométrique** : $Hg=3 \text{ m}$
- **Matériau choisi** : PEHD PN25
- **Diamètres testés** : 110 mm, 125 mm, 160 mm, 200 mm

b) Plage des diamètres économiques estimée :

$D_{\min}=0,0966 \text{ m}$; $D_{\max}=0,1449 \text{ m}$

c) Analyse hydraulique et choix du diamètre

Les calculs effectués et présentés dans le **Tableau (IV.3)** montrent que pour chaque diamètre testé, la **condition de transit gravitaire** est respectée, c'est-à-dire :

$$\Delta H_t \leq H_g$$

Tableau IV.3: Calcul des pertes de charge totales et de bilan du tronçon point de piquage

| Ø ext. (mm) | e (mm) | Ø int. (m) | V (m/s) | Re | ΔHL (m) | ΔHS (m) | ΔH (m) | HMT (m) | Bilan (DA/an) |
|------------------------|-------------------|-----------------------|--------------------|-----------|--------------------|--------------------|-------------------|--------------------|--------------------------|
| 110 | 12.4 | 0.0852 | 1.638 | 139 578 | 53.64 | 5.36 | 59.00 | 62.00 | 397 476 |
| 125 | 14.1 | 0.0968 | 1.269 | 122 851 | 27.65 | 2.76 | 30.41 | 33.41 | 261 280 |
| 160 | 18.0 | 0.1240 | 0.773 | 95 903 | 7.65 | 0.77 | 8.42 | 11.42 | 184 495 |
| 200 | 22.7 | 0.1546 | 0.498 | 76 921 | 2.44 | 0.24 | 2.68 | 5.68 | 211 424 |

Cette condition étant vérifiée pour l'ensemble des diamètres testés, le diamètre de 200 mm a été retenu, car il permet une vitesse d'écoulement modérée :

$$V=0,498 \text{ m/s}$$

Or, à cette vitesse, des pertes de charge inférieures à la hauteur géométrique risquent de générer un débit supérieur au prévu en l'absence de régulation. Pour y remédier, une vanne de réglage est installée afin de créer une perte de charge singulière complémentaire.

d) Calcul des pertes de charge créées par la vanne (ΔH_T)

Pour ajuster les conditions hydrauliques à la hauteur géométrique disponible, on introduit une perte localisée artificielle :

$$\Delta H_v = H_g - \Delta H_T = 3 - 2.68 = 0.32 \text{ m}$$

e) Détermination du coefficient de perte de charge locale (ξ)

On utilise la formule suivante pour calculer le coefficient de perte de charge singulière associé à la vanne :

$$\xi = \frac{\Delta H_v \times 2g}{v^2} = \frac{0.32 \times 2 \times 9.81}{0.498^2} \approx 25.32$$

f) Détermination de l'angle d'ouverture de la vanne papillon (θ)

Le coefficient ξ étant compris entre deux valeurs tabulées :

- $\xi = 18,7$ pour un angle $\theta = 45^\circ$
- $\xi = 32,6$ pour un angle $\theta = 50^\circ$

On procède par **interpolation linéaire** :

$$\theta = 45^\circ + \left(\frac{25.32 - 18.7}{32.6 - 18.7} \times 5^\circ \right) \approx 47^\circ$$

Pour le tronçon **PK → SR1**, un diamètre nominal de **200 mm** en **PEHD PN25** est retenu, associé à une vanne papillon réglée à un angle d'ouverture d'environ **47°**, afin d'ajuster la perte de charge à la hauteur disponible et de garantir un écoulement maîtrisé sans surpression.

IV.8.2 Tronçon 2 : Station de reprise 1 (SR1) Vers la Station de reprise 2 (SR2)

a) Caractéristiques générales du tronçon

- **Débit** : $Q = 0,00934 \text{ m}^3/\text{s}$
- **Longueur** : $L = 2090 \text{ m}$
- **Hauteur géométrique** : $H_g = 198 \text{ m}$
- **Matériau** : PEHD PN20
- **Diamètres testés** : 110 mm, 125 mm, 160 mm, 200 mm

- **Plage de diamètres économiques estimée :**

$$D_{\min}=0,0966 \text{ m} ; D_{\max}=0,1449 \text{ m}$$

b) Choix du diamètre et régulation

À partir des résultats figurant dans le **Tableau (IV.4)**, il apparaît que la condition $\Delta H_T \leq H_g$ est respectée pour tous les diamètres testés. Le diamètre **160 mm** a été retenu, car il permet une vitesse d'écoulement modérée de **0,773 m/s**.

Pour **réguler la pression excessive** générée par la faible perte de charge ($\Delta H_T = 6,61 \text{ m}$), une **vanne papillon** est introduite pour créer une **perte localisée compensatrice**.

Tableau IV.4 : Calcul des pertes de charge et de bilantronçon 2

| Ø ext. (mm) | e (mm) | Ø int. (m) | V (m/s) | Re | AHL (m) | ΔHS (m) | ΔH (m) | HMT (m) | Bilan (DA/an) |
|------------------------|-------------------|-----------------------|--------------------|-----------|--------------------|--------------------|-------------------|--------------------|--------------------------|
| 110 | 12.4 | 0.0852 | 1.638 | 139 578 | 42.14 | 4.21 | 46.36 | 244.36 | 1 359 920 |
| 125 | 14.1 | 0.0968 | 1.269 | 122 851 | 21.72 | 2.17 | 23.90 | 221.90 | 1 252 909 |
| 160 | 18.0 | 0.1240 | 0.773 | 95 903 | 6.01 | 0.60 | 6.61 | 204.61 | 1 192 578 |
| 200 | 22.7 | 0.1546 | 0.498 | 76 921 | 1.92 | 0.19 | 2.11 | 200.11 | 1 213 736 |

c) Calcul des pertes de charge créées par la vanne

$$\Delta H_v = H_g - \Delta H_T = 198 - 6.61 = 191.39 \text{ m}$$

$$\xi = \frac{\Delta H_v \times 2g}{v^2} = \frac{191.39 \times 2 \times 9.81}{0.773^2} \approx 6284.334$$

D'après les abaques, un coefficient de perte ξ supérieur à 6 000 correspond à un **angle d'ouverture de vanne papillon d'environ 80°**.

IV.8.3 Tronçon 3 : Station de reprise 2 (SR2) Vers la Station de reprise 3 (SR3) + Réservoir 01 (Andlou)

a) Caractéristiques générales du tronçon

- **Débit** : $Q=0,00934 \text{ m}^3/\text{s}$
- **Longueur** : $L=2 620 \text{ m}$
- **Hauteur géométrique** : $H_g=223 \text{ m}$
- **Matériau** : PEHD PN25
- **Diamètres testés** : 125 mm, 160 mm, 200 mm

Plage de diamètres économiques estimée : $D_{\min}=0,0966 \text{ m} ; D_{\max}=0,1449 \text{ m}$

b) Choix du diamètre et régulation

Selon les résultats du **Tableau (IV.5)**, la condition $\Delta H_T \leq H_g$ est satisfaite pour tous les diamètres testés. Le diamètre **200 mm** est retenu, avec une **vitesse d'écoulement de 0,572 m/s**.

Une **vanne papillon** est également requise pour **introduire une perte de charge artificielle** afin de limiter le débit.

Tableau IV.5 :Calcul des pertes de charge et de bilantronçon3

| Ø ext. (mm) | e (mm) | Ø int. (m) | V (m/s) | Re | ΔHL (m) | ΔHS (m) | ΔH (m) | HMT (m) | Bilan (DA/an) |
|------------------------|-------------------|-----------------------|--------------------|-----------|--------------------|--------------------|-------------------|--------------------|--------------------------|
| 125 | 17.4 | 0.0902 | 1.462 | 131 840 | 47.63 | 4.76 | 52.39 | 275.39 | 1 626 271 |
| 160 | 22.3 | 0.1154 | 0.893 | 103 050 | 13.89 | 1.39 | 15.28 | 238.28 | 1 515 182 |
| 200 | 27.9 | 0.1442 | 0.572 | 82 469 | 5.06 | 0.51 | 5.57 | 228.57 | 1 470 329 |

c) Calcul des pertes de charge créées par la vanne

$$\Delta H_v = H_g - \Delta H_T = 223 - 5.57 = 217.43 \text{ m}$$

$$\xi = \frac{\Delta H_v \times 2g}{v^2} = \frac{217.43 \times 2 \times 9.81}{0.572^2} \approx 13038.463$$

Une valeur aussi élevée du coefficient de perte local implique une **fermeture importante de la vanne**, soit un **angle d'ouverture proche de 80°**.

IV.8.4 Tronçon 4 : Station de reprise 3 (SR3) Vers le Réservoir 02 (El Maida)

a) Caractéristiques générales du tronçon

- Débit** : $Q=0,00572 \text{ m}^3/\text{s}$
- Longueur** : $L=4 040 \text{ m}$
- Hauteur géométrique** : $H_g=136 \text{ m}$
- Matériau** : PEHD PN20
- Diamètres testés** : 110 mm, 125 mm, 160 mm
- Plage de diamètres économiques estimée** :

$$D_{\min}=0,0756 \text{ m} ; D_{\max}=0,1134 \text{ m}$$

b) Choix du diamètre et régulation

D'après les résultats du **Tableau (IV.6)**, la condition $\Delta H_T \leq H_g$ est respectée. Le diamètre **125 mm** a été retenu, avec une **vitesse de 0,777 m/s**.

Pour ajuster le régime d'écoulement, une **vanne papillon** est insérée afin de compenser le faible niveau de perte de charge linéaire.

Tableau IV.6 :Calcul des pertes de charge et de bilantronçon 4

| Ø ext. (mm) | e (mm) | Ø int. (m) | V (m/s) | Re | ΔHL (m) | ΔHS (m) | ΔH (m) | HMT (m) | Bilan (DA/an) |
|------------------------|-------------------|-----------------------|--------------------|-----------|--------------------|--------------------|-------------------|--------------------|--------------------------|
| 110 | 12.4 | 0.0852 | 1.003 | 85 480 | 60.16 | 6.02 | 66.18 | 202.18 | 774 312 |
| 125 | 14.1 | 0.0968 | 0.777 | 75 236 | 33.53 | 3.35 | 36.88 | 172.88 | 668 010 |
| 160 | 18.0 | 0.1240 | 0.465 | 57 654 | 13.24 | 1.32 | 14.56 | 150.56 | 705 120 |

c) Calcul des pertes de charge créées par la vanne

$$\Delta H_v = H_g - \Delta H_T = 136 - 36.88 = 99.12 \text{ m}$$

$$\xi = \frac{\Delta H_v \times 2g}{v^2} = \frac{99.12 \times 2 \times 9.81}{0.777^2} \approx 3221.204$$

Ce coefficient implique là encore une **fermeture importante de la vanne**, correspondant à un **angle d'ouverture proche de 80°** selon les abaques standard.

IV.9 Conclusion

L'étude présentée dans ce chapitre a permis d'établir le dimensionnement technico-économique optimal des différents tronçons du réseau d'adduction reliant le point de captage principal aux réservoirs finaux. Les choix ont été guidés par l'équilibre entre les contraintes hydrauliques (vitesse, pertes de charge, hauteur géométrique) et les considérations économiques (coût des conduites, pertes d'énergie, régulation).

➤ Tronçon gravitaire PK Vers SR1 (2 660 m)

Ce premier tronçon tire pleinement parti du dénivelé naturel de 3 mètres entre le point de piquage (571 m) et la station de reprise SR1 (568 m).

Le diamètre retenu est de **200 mm en PEHD PN25**, offrant une vitesse d'écoulement maîtrisée de **0,498 m/s**.

Les pertes de charge totales, estimées à **2,68 m**, restent inférieures à la hauteur disponible, nécessitant l'ajout d'une **vanne papillon** réglée à **47°** pour compenser l'excédent de charge (**0,32 m**).

Malgré un **coût unitaire plus élevé**, ce choix garantit des pertes énergétiques faibles et une grande fiabilité sur le long terme.

➤ Tronçon de refoulement SR1 Vers SR2 (2 090 m)

Ce tronçon, caractérisé par un **dénivelé significatif de 198 m**, nécessite un système de pompage robuste.

La conduite en **PEHD PN20 de 160 mm** permet d'atteindre une **vitesse de 0,773 m/s**, avec un **régime turbulent bien établi (Re = 95 903)**.

Les pertes totales de **6,61 m** (dont **6,01 m linéaires**) sont faibles par rapport à la hauteur disponible, rendant nécessaire l'introduction d'une **vanne papillon réglée à 80°** pour réguler l'excédent (**191,39 m**).

Le choix du **PEHD PN20** offre un bon compromis entre performance mécanique et optimisation financière, par rapport au PN25.

➤ Tronçon de refoulement SR2 Vers SR3 (2 620 m)

Ce tronçon présente une élévation de **223 m**, justifiant l'usage d'un matériau plus résistant : **PEHD PN25 de 200 mm**.

La vitesse d'écoulement mesurée est de **0,572 m/s** avec un **nombre de Reynolds de 82 469**, confirmant un écoulement turbulent stable.

Les **pertes de charge totales (5,57 m)** sont largement inférieures à la hauteur disponible, ce qui impose là encore l'utilisation d'une **vanne papillon réglée à 80°** pour absorber l'excès de charge (**217,43 m**).

Malgré un **coût plus élevé**, ce choix réduit les besoins en puissance de pompage et permet une meilleure durabilité et efficacité à long terme.

➤ **Tronçon final SR3 Vers Réservoir El Maida (4 040 m)**

Dernier tronçon du réseau, il alimente le réservoir d'El Maida avec un **débit réduit à 0,00572 m³/s.**

Le choix d'une conduite en **PEHD PN20 de 125 mm** s'est avéré judicieux, avec une vitesse d'écoulement de **0,777 m/s** et des pertes totales de **36,88 m**, pour une hauteur disponible de **136 m.**

L'installation d'une **vanne papillon (80°)** permet ici aussi une régulation fine. Le **coût modéré du PEHD PN20** le rend parfaitement adapté à cette section, moins sollicitée en pression.

Chapitre V :

Pompages

V.1 Introduction

La topographie marquée du site d'étude impose le recours à un **système de pompage en trois stations successives**, destinées à assurer le relevage hydraulique des eaux depuis un point bas vers des réservoirs situés à des altitudes nettement supérieures.

Ce chapitre vise à définir les principes de fonctionnement de ces stations, à **déterminer les équipements électromécaniques** nécessaires à leur bon fonctionnement, et à **justifier le choix des types de pompes**, en tenant compte des paramètres hydrauliques et économiques identifiés au chapitre précédent.

V.2 Éléments constitutifs d'une station de pompage

Une station de pompage type est composée des éléments essentiels suivants :

- **Bassin de réception** : Généralement compartimenté en deux cellules hydrauliquement indépendantes. Cette configuration permet d'assurer la continuité de service lors d'opérations de curage ou de maintenance en mettant une cellule hors service sans interruption globale.
- **Chambre de vannes** : Munie d'organes de sectionnement permettant d'isoler chaque cellule ou tronçon de conduite de manière sécurisée.
- **Critère de dimensionnement hydraulique** : Chaque cellule doit être dimensionnée pour assurer à elle seule **le débit total requis** par les groupes motopompes, garantissant ainsi la redondance opérationnelle.
- **Chambre technique** : Elle abrite les groupes motopompes. Le radier est implanté à une cote inférieure à celle du bassin de réception pour assurer une hauteur d'aspiration géométriquement admissible, évitant ainsi tout désamorçage.
- **Dispositif de protection contre les coups de bélier** : En général installé à l'extérieur de la station, il limite les surpressions transitoires dues aux variations brutales de régime hydraulique.
- **Enceinte de sécurité** : Elle délimite l'emprise technique de l'installation et protège les équipements contre les intrusions ou incidents externes.

V.3 Les différents types de pompes

Les systèmes de pompage se répartissent en deux grandes familles, selon le principe de transfert d'énergie au fluide [18] et se sont représentés dans la figure V1:

V.3.1 Turbopompes (ou pompes dynamiques)

Leur fonctionnement repose sur une **roue en rotation** qui transfère une énergie cinétique au fluide. Cette énergie est ensuite convertie, en partie, en pression via un diffuseur. Selon l'orientation des trajectoires internes du fluide, on distingue :

1. **Pompes centrifuges** : à écoulement radial (basse à haute pression)
2. **Pompes axiales** : à hélice, utilisées pour de faibles hauteurs avec grands débits
3. **Pompes diagonales (hélico-centrifuges)** : à écoulement semi-radial

La **classification cinématique** repose sur la géométrie de l'écoulement à l'intérieur du rotor :

- **Radial** : pompes centrifuges
- **Axial** : pompes à hélice
- **Diagonale** : pompes combinant les deux modes

V.3.2 Pompes volumétriques (ou à déplacement positif)

Dans ce type de pompes, l'écoulement est généré par des **variations successives du volume d'un compartiment**, raccordé alternativement aux orifices d'aspiration et de refoulement. Elles sont principalement utilisées pour le transfert de **fluides visqueux ou fortement chargés**, avec de **faibles débits mais sous haute pression**.

Types principaux :

1. Pompes rotatives (à engrenages, palettes, lobes)
2. Pompes à rotor excentré ou oscillant
3. Pompes alternatives (à piston, à membrane)

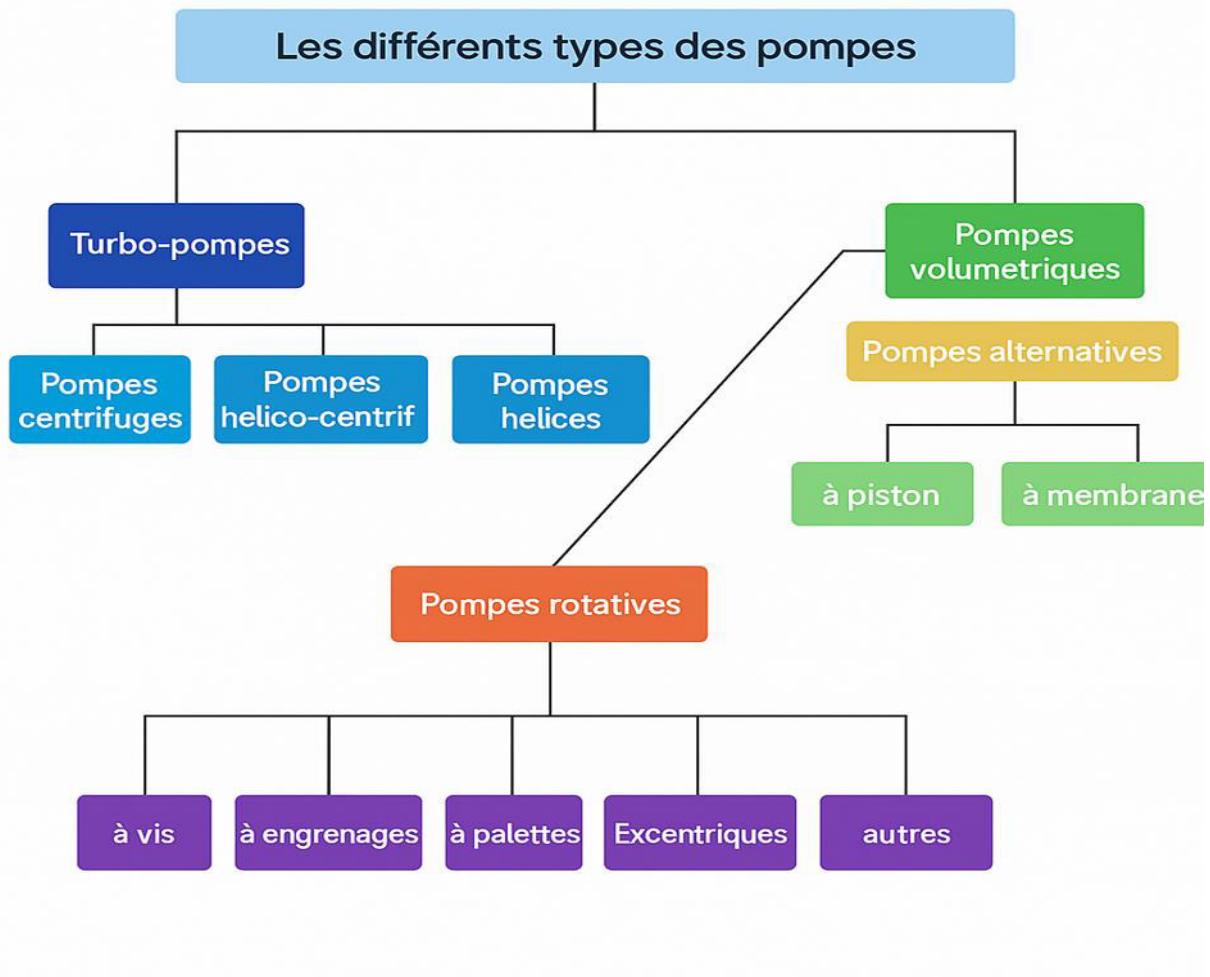


Figure V.1 : Schéma représentant les différents types de pompes

V.4 Critères de choix d'une pompe

Le choix d'une pompe repose sur une série de critères **hydrauliques, mécaniques et économiques**, parmi lesquels [19]:

- **Assurer le débit nominal et la hauteur manométrique totale** requise
- **Maximiser le rendement global** de la machine (réduction de la consommation énergétique)
- **Limiter la puissance absorbée**
- **Éviter le phénomène de cavitation**, en vérifiant la hauteur nette positive d'aspiration (NPSH)
- **Opter pour une vitesse de rotation adaptée** au fonctionnement stable
- **Réduire l'encombrement**, pour une **intégration économique** dans le bâti

À ces critères s'ajoutent des paramètres commerciaux et opérationnels [20]:

- **Coût total d'acquisition et d'installation** (achat, transport, mise en service, garanties)
- **Facilité de maintenance et disponibilité des pièces de rechange**
- **Durée de vie de la pompe et fiabilité en conditions réelles**
- **Disponibilité et coût de l'énergie** utilisée (électricité, gaz, carburant)

V.5 Courbes caractéristiques d'une pompe

Les performances hydrauliques d'une pompe sont représentées par trois courbes fondamentales (figure V.2) :

- **Courbe hauteur-débit ($H = f(Q)$)**
→ Représente la **hauteur manométrique** fournie en fonction du **débit**.
- **Courbe rendement-débit ($\eta = f(Q)$)**
→ Met en évidence la zone de **fonctionnement optimal**, où le rendement est maximal.
- **Courbe puissance absorbée-débit ($P = f(Q)$)**
→ Permet d'évaluer la **puissance nécessaire** au moteur en fonction du débit imposé.

L'exploitation croisée de ces courbes permet de définir le **point de fonctionnement optimal** de la pompe, appelé **point de fonctionnement nominal**, où les conditions de débit, de charge et de rendement sont équilibrées.

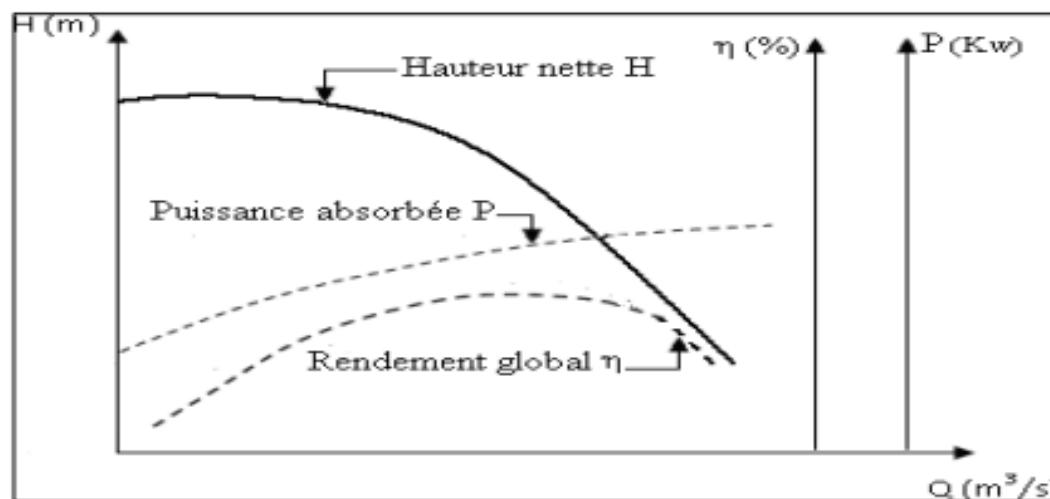


Figure V.2 : Schéma des Courbes caractéristiques d'une pompe

V.6 Point de fonctionnement d'une pompe

Le **point de fonctionnement réel d'une pompe** correspond à l'**intersection entre la courbe caractéristique de la pompe $H=f(Q)$ et la courbe de la conduite $H_c=f(Q)$** . Ce point reflète l'équilibre entre l'énergie fournie par la pompe et l'énergie nécessaire pour vaincre les pertes de charge dans le système (figure V.3).

La courbe de la conduite s'exprime par la relation :

$$H_c = H_g + R \cdot Q^2$$

Avec :

- H_c : Hauteur manométrique imposée par la conduite (m)
- H_g : Hauteur géométrique (m)
- R : Coefficient global de résistance de la conduite
- Q : Débit (m^3/s)

Le coefficient R est défini par la formule :

$$R = \frac{8 \cdot \lambda \cdot L}{g \cdot \pi^2 \cdot D^5}$$

Où :

- λ : Coefficient de frottement (fonction du régime d'écoulement et de la rugosité)
- L : Longueur de la conduite (m)
- D : Diamètre intérieur de la conduite (m)
- g : Accélération de la pesanteur ($9,81 \text{ m/s}^2$)

Dans le cas où le **point de fonctionnement obtenu** ne coïncide pas avec le point souhaité (débit ou hauteur insuffisants ou excessifs), plusieurs **méthodes de correction** peuvent être envisagées[10].

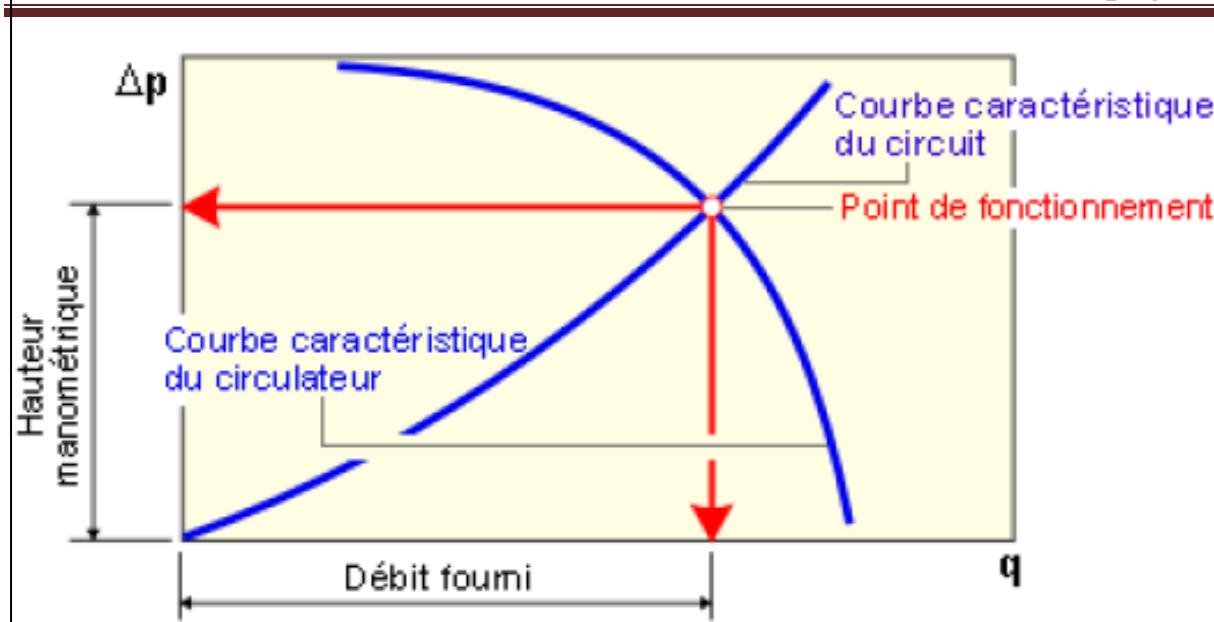


Figure V.3 : Point de fonctionnement d'une pompe

V.6.1 Première variante : Modification du temps de pompage

L'une des premières alternatives consiste à **ajuster la durée de pompage** pour répondre à une exigence de volume journalier constant. On applique l'égalité :

$$T' \cdot Q = T \cdot Q_1$$

D'où :

$$T' = \frac{T \cdot Q_1}{Q}$$

Avec :

- T : Durée initiale de pompage (h)
- Q : Débit réel atteint (m^3/s)
- Q_1 : Débit souhaité (m^3/s)
- T' : Durée corrigée (h)

V.6.2 Deuxième variante : Régulation par étouffement (vannage)

La **régulation par étouffement**, ou **vannage**, consiste à **créer artificiellement une perte de charge** au niveau du refoulement à l'aide d'une vanne, pour réduire le débit et réaligner le point de fonctionnement[20].

La perte de charge induite par la vanne est donnée par :

$$h = H' - H_1$$

Avec :

- h : Perte de charge introduite (m)
- H_1 : Hauteur manométrique au point souhaité (m)
- H' : Hauteur manométrique correspondant à l'intersection verticale avec la courbe pompe (m)

La puissance absorbée par la pompe dans ce cas devient :

$$P_a = \frac{g \cdot Q' \cdot H'}{\eta}$$

Où :

- P_a : Puissance absorbée (kW)
- Q' : Débit corrigé (m^3/s)
- η : Rendement de la pompe

V.6.3 Troisième variante : Rognage de la roue

Le **rognage** consiste à **réduire le diamètre extérieur de la roue de la pompe**, entraînant une diminution de la hauteur développée, sans modifier la vitesse de rotation. Le coefficient de rognage m est calculé par [10]:

$$m = \left(\frac{Q_1}{Q_2} \right)^{1/2} \cdot \left(\frac{H_1}{H_2} \right)^{1/2}$$

Avec :

- Q_1, H_1 : Débit et hauteur souhaités
- Q_2, H_2 : Débit et hauteur fournis à l'état initial
- m : Coefficient de réduction
- Le pourcentage de rognage r est donné par :

$$r = 1 - m$$

La nouvelle puissance absorbée est alors :

$$P_a = \frac{g \cdot Q_1 \cdot H_1}{\eta}$$

V.6.4 Quatrième variante : Variation de la vitesse de rotation

La réduction de la **vitesse de rotation** entraîne une diminution simultanée du débit, de la hauteur manométrique et de la puissance absorbée. On utilise ici une **courbe iso-rendement** (de type $H=a \cdot Q^2$) qui passe par l'origine et le point de fonctionnement souhaité $P_1(Q_1, H_1)$, et intersecte la courbe de la pompe au point $P_3(Q_3, H_3)$ [10].

La **nouvelle vitesse de rotation** est calculée comme suit :

$$N' = N \cdot \frac{Q_1}{Q_3}$$

Et la puissance absorbée reste définie par :

$$P_a = \frac{g \cdot Q_1 \cdot H_1}{\eta}$$

V.7 Modes de couplage des pompes

Lorsque les **exigences hydrauliques** – notamment en termes de débit ou de hauteur manométrique – **dépassent les capacités d'une pompe unique**, il devient nécessaire de recourir à des **configurations de couplage**. On distingue principalement deux types de couplages :

V.7.1 Couplage en parallèle

Ce mode de montage est utilisé **lorsqu'un débit supérieur** à celui fourni par une seule pompe est requis, **à hauteur manométrique constante**. Les pompes sont disposées de manière à refouler leur débit dans un **collecteur commun**, les débits individuels s'additionnant :

$$Q_{\text{total}} = \sum Q_i$$

Ce type de couplage est couramment utilisé pour **moduler la capacité de pompage selon la demande** tout en garantissant une redondance fonctionnelle.

V.7.2 Couplage en série

Le couplage en série est privilégié lorsque l'installation nécessite une **hauteur manométrique élevée à débit constant**. Dans ce montage, le **refoulement de la première pompe alimente directement l'aspiration de la suivante**, les hauteurs s'additionnant :

$$H_{\text{total}} = \sum H_i$$

Cette configuration est typiquement utilisée dans le **pompage profond des eaux souterraines**, comme les forages multi-étages.

V.8 Le phénomène de cavitation

V.8.1 Définition et mécanisme

La **cavitation** est un phénomène physico-hydraulique complexe qui survient lorsque la **pression absolue** d'un liquide descend **en dessous de sa tension de vapeur**. Cela entraîne la **formation de bulles de vapeur**, qui implosent brutalement en zones de haute pression (généralement dans les turbines ou à l'entrée des pompes)[10], générant :

- Bruits anormaux (cliquetis, crépitements)
- Vibrations mécaniques
- Érosion rapide des composants (notamment les aubes)
- Diminution soudaine des performances hydrauliques (figure V.4)



Figure V.4 : Photos illustrant le phénomène de cavitation sur des aubes d'une pompe centrifuge

V.8.2 Prévention de la cavitation : NPSH

Pour prévenir la cavitation, il est impératif que la **charge nette disponible à l'aspiration (NPSH_d)** soit **supérieure à la charge nette requise à l'aspiration (NPSH_r)** :

$$\text{NPSH}_{\text{disponible}} > \text{NPSH}_{\text{requise}}$$

- **NPSH_r** : Valeur fournie par le constructeur de la pompe, exprimant la **hauteur minimale de liquide** requise à l'entrée pour éviter la cavitation.
- **NPSH_d** : Hauteur manométrique effectivement disponible dans l'installation à l'entrée de la pompe.

V.8.3 Calcul du NPSH disponible

Deux cas de figure se présentent selon l'installation :

Cas d'une installation en charge (aspiration sous pression)

$$NPSH_d = \frac{P_b}{\rho g} + H_a - (J_{asp} + T_v)$$

Cas d'une installation en dépression (aspiration en dénivélé)

$$NPSH_d = \frac{P_b}{\rho g} - H_a - (J_{asp} + T_v)$$

Avec :

- $P_b/\rho g = 10,33 - 0,0012 \cdot C_a$: Pression barométrique exprimée en m de colonne d'eau, corrigée en fonction de l'altitude
- H_a : Hauteur géométrique d'aspiration (m)
- J_{asp} : Pertes de charge dans la conduite d'aspiration (m)
- T_v : Tension de vapeur de l'eau (m), fonction de la température
- C_a : Altitude du point d'aspiration (m)

Remarque : Pour cette étude, on considère une **température de l'eau constante de 20 °C**, correspondant à une tension de vapeur de 0,24 m (tableau V.1).

Tableau V.1 : Tension de vapeur d'eau pompée en fonction de la température

| T(C°) | 0 | 10 | 20 | 30 | 40 | 50 | 60 | 70 | 80 | 90 | 100 |
|-------|------|-------|-------|-------|-------|------|------|------|------|------|-------|
| Tv(m) | 0.06 | 0.125 | 0.238 | 0.432 | 0.752 | 1.25 | 2.03 | 3.17 | 4.82 | 7.14 | 10.33 |

V.8.4 Puissance du moteur

La **puissance nominale du moteur** P_m doit excéder la puissance absorbée réelle P_a par la pompe, afin de couvrir les pertes mécaniques et garantir une marge de sécurité. Elle est déterminée par la relation :

$$P_m = 1,1 \times P_a$$

Où :

- **Pm**: puissance du moteur (kW)

- **Pa** : puissance absorbée par la pompe (kW)

V.8.5 Puissance du poste transformateur

La **puissance requise du transformateur** est fonction de la puissance du moteur et du facteur de puissance $\cos(\varphi)$ de l'installation électrique. Elle s'exprime par :

$$P_{\text{trans}} = \frac{P_m}{\cos(\varphi)}$$

Avec :

- **P_{trans}** : puissance du transformateur (kW) ;
- **P_m** : puissance du moteur (kW) ;
- **cos(φ)** : facteur de puissance, compris entre **0,80** et **0,85**.

Dans notre cas, on considère : **cos(φ)=0,82**

V.9 Etude et choix des pompes du projet

Notre projet est composé de trois stations de pompage :

V.9.1 Pompe de la station de reprise (SR1)

➤ Caractéristiques de la conduite

Q = 9,34 l/s

Hauteur géométrique (Hg) = **198 m**

Pertes de charge (ΔH_t) = **6,61 m**

Hauteur manométrique totale (HMT) = **204,61 m**

Longueur de conduite (L) = **2 090 m**

Cote terrain au point de pompage (CTP SR1) = **568 m**

Diamètre extérieur de la conduite (PEHD) = **160 mm**

➤ Caractéristiques de la pompe

Selon le catalogue numérique **CAPRARI**, il est recommandé de choisir une **pompe centrifuge multicellulaire horizontale de surface** de type :

HMU50-1 / 5 Corps en fonte, roues en alliage de cuivre, arbre inox, garniture à tresse réglable.

➤ **Données techniques / Caractéristiques**

Q = 10,43 l/s

H = 206 m

(NPSH)_r = 2,2 m

η = 70,5 %

N = 2900 tr/min (2 pôles – 50 Hz)

P₂ (Puissance utile) = 30 kW

Alimentation : **3~ 400 V**

DN aspiration/refoulement : **DN80 / DN50**

➤ **Point de fonctionnement**

Point désiré : P1 (Q = 9,34 l/s ; H = 204,61 m)

Point pompe : P2 (Q = 10,43 l/s ; H = 206 m)

On remarque que le point de fonctionnement de la pompe ne coïncide pas parfaitement avec le point désiré. Il faut donc adapter le système.

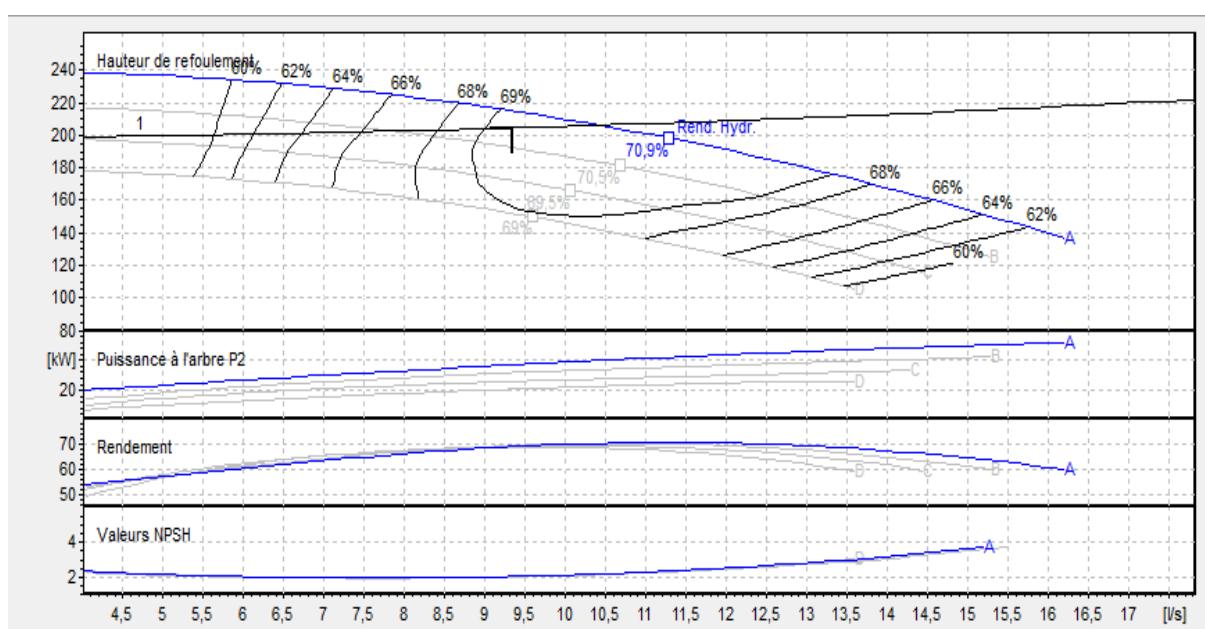


Figure V.5 : Courbes caractéristiques de la pompe de la station de reprise 01

➤ **Réalisation du point de fonctionnement**

On extrait deux points de la courbe H(Q) :

- **Point 1** : $Q = 10,43 \text{ l/s} \rightarrow H = 206 \text{ m}$
- **Point 2** : $Q = 0 \text{ l/s} \rightarrow H = 225 \text{ m}$ (valeur estimée par extrapolation constructeur)

Forme : $H_p = a \cdot Q^2 + b$

Système : $206 = a \times 10.43^2 + b$

$$225 = a \times 0^2 + b \rightarrow b = 225$$

$$a = \frac{206 - 225}{10.43^2} = -0.1637$$

Équation :

$$H_p = -0.1637 \times Q^2 + 225$$

1. Régulation par étouffement (vannage)

- $H' = 206 \text{ m}$ (courbe pompe)
- $H = 204,61 \text{ m}$ (besoin)
- $h = 206 - 204,61 = 1,39 \text{ m}$

Puissance absorbée :

$$P_a = \frac{\gamma \times Q \times H}{\eta \times 1000} = \frac{9,81 \times 0,00934 \times 206}{0,777^2} \approx 2,66 \text{ kW}$$

2. Variation de la vitesse de rotation

Courbe iso-rendement :

$$H_i = \frac{204.61}{9.34^2} \times Q^2 \approx 2,35 \times Q^2$$

Intersection avec la pompe :

$$-0.1637 \times Q^2 + 225 = 2,35 \times Q^2 \rightarrow Q \approx 9.20 \text{ L/S} \Rightarrow H \approx 199.1 \text{ m}$$

Nouvelle vitesse :

$$N' = N \times \sqrt{\frac{H}{H_{initial}}} = 2900 \times \sqrt{\frac{199.1}{206}} \approx 2824 \text{ tr/min}$$

Nouvelle puissance :

$$P_a = \frac{9,81 \cdot 0.00934 \cdot 199,1}{0.705 \times 1000} \approx 2,60 \text{ kW}$$

- **Choix optimal :**

Les deux variantes sont très proches, mais la régulation par étouffement (vannage) est plus simple à mettre en œuvre et légèrement plus performante.

❖ **On retient la régulation par étouffement.**

➤ **Vérification de la cavitation**

- CTP (SR1) = 568 m
- Cp (aspiration pompe) = 565 m
- **Ha = 3 m**
- **T = 20 °C** ⇒ Tv = 0,238 m
- **(NPSH)r = 2,2 m**

$$(NPSH)d = 10,33 - 0,0012 \times 568 + 3 - 0 - 0,238 \approx 12,41 \text{ m}$$

$(NPSH)d > (NPSH)r \Rightarrow$ La pompe est bien protégée contre la cavitation.

➤ **Puissance moteur et poste transformateur**

$$P_m = 1,1 \times P_a = 1,1 \times 30 = 33 \text{ kW}$$

$$P_{trans} = \frac{P_m}{\cos(\varphi)} = \frac{33}{0,82} \approx 40,24 \text{ kW}$$

V.9.2 Pompe de la station de reprise (SR2)

➤ **Caractéristiques de la conduite**

$$Q = 9,34 \text{ l/s}$$

$$\text{Hauteur géométrique (Hg)} = 223 \text{ m}$$

$$\text{Pertes de charge} (\Delta H_t) = 5,57 \text{ m}$$

$$\text{Hauteur manométrique totale (HMT)} = 228,57 \text{ m}$$

Longueur de la conduite (L) = **2 620 m**

CTP (SR2) = **766 m**

Diamètre extérieur de la conduite (PEHD) = **200 mm**

➤ Caractéristiques de la pompe

Selon le catalogue numérique **CAPRARI**, il est recommandé de choisir une pompe **centrifuge monobloc verticale de surface**, de type :**HVU35 / 5A + 50**

➤ Caractéristiques techniques du modèle

Corps : fonte – Roues : alliage cuivre – Diffuseurs : fonte

Arbre inox avec douille de protection

Garniture à tresse réglable

Accouplement direct via palier central

➤ Données techniques / Caractéristiques

- **Q** = 9,34 l/s
- **H** = 228,6 m
- **(NPSH)r** = 2,2 m
- **η** = 69,9 %
- **N** = 2900 tr/min (2 pôles – 50 Hz)
- **P2 (Puissance utile)** = 29,8 kW
- **Tension** : 400 V
- **DN refoulement** : DN50 PN40
- **DN aspiration** : DN65 PN16

➤ Point de fonctionnement

- **Point désiré** : P1 (Q = 9,34 l/s ; H = 228,57 m)
- **Point réel** : P2 (Q = 9,34 l/s ; H = 228,6 m)

❖ Coïncidence parfaite avec le point désiré. Aucune modification n'est nécessaire

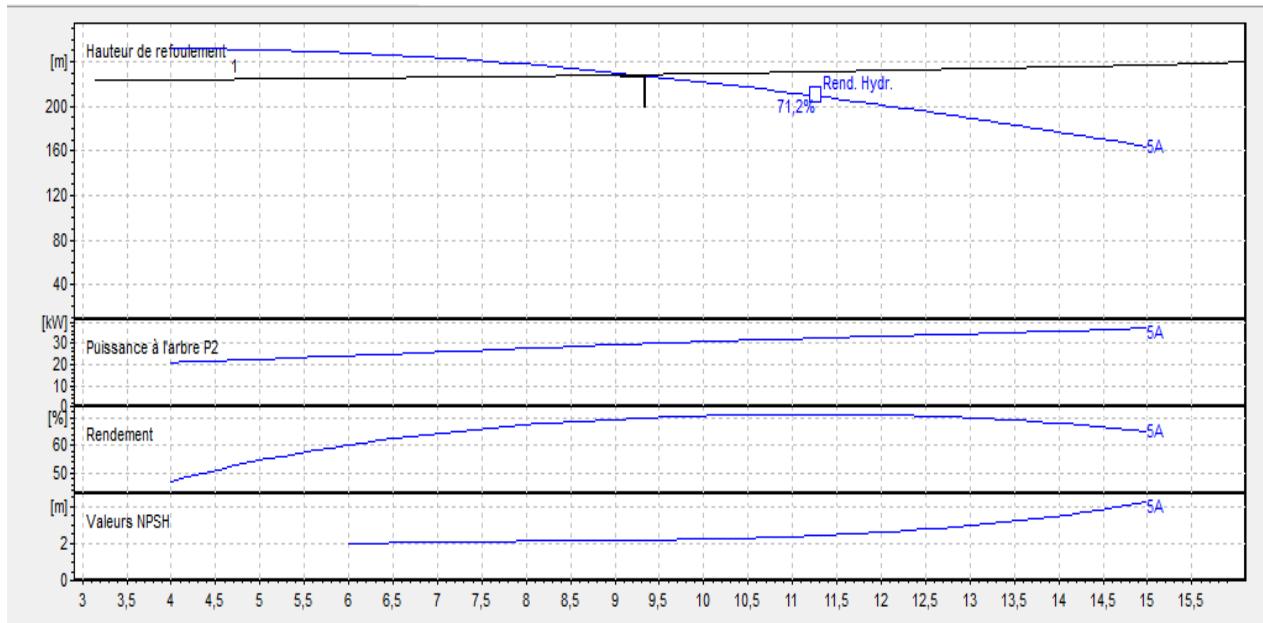


Figure V.6 : Courbes caractéristiques de la pompe de la station de reprise 02

➤ Courbe caractéristique de la pompe

On suppose deux points tirés de la courbe $H = f(Q)$:

- Point A : $Q = 9,34 \text{ l/s} \rightarrow H = 228,6 \text{ m}$
- Point B : $Q = 0 \text{ l/s} \rightarrow H = 250 \text{ m}$ (valeur constructeur)

Forme de la courbe :

$$H_p = a \times Q^2 + b$$

Système :

$$228.6 = a \times (9.34)^2 + b$$

$$250 = b \Rightarrow a = \frac{-21.4}{9.34^2} \approx -0.245$$

Équation :

$$H_p = -0.245 \times Q^2 + 250$$

➤ Vérification de la cavitation

Cote terrain (CTP SR2) = 766 m

Cote pompe (Cp) = 763 m

Hauteur géométrique d'aspiration (Ha) = 3 m

Tension de vapeur à 20 °C (Tv) = 0,238 m

(NPSH)r = 2,2 m

$$(NPSH)d = 10.33 - 0.0012 \times 766 + 3 - 0 - 0.238 \approx 12.17m$$

$(NPSH)d > (NPSH)r \rightarrow$ Pas de cavitation possible.

➤ **Puissance du moteur et du poste transformateur**

$$P_m = 1.1 \times P_a = 1.1 \times 29.8 = 32.78kW$$

$$P_{trans} = \frac{32.78}{0.82} \approx 39.98kW$$

V.9.3 Pompe de la station de reprise (SR3)

➤ **Caractéristiques de la conduite**

Débit (Q) = **5,72 l/s**

Hauteur géométrique (Hg) = **136 m**

Pertes de charge (ΔH_t) = **36,88 m**

Hauteur manométrique totale (HMT) = 172,88 m

Longueur de la conduite (L) = **4 040 m**

CTP (SR3) = **989 m**

Diamètre extérieur de la conduite (PEHD) = **125 mm**

➤ **Caractéristiques de la pompe**

Selon le catalogue numérique **CAPRARI**, il est recommandé d'utiliser une **pompe centrifuge multicellulaire de surface à axe horizontal** de type :**HMU40-2 / 7D**

Conçue avec :

- Corps en fonte, roues en alliage de cuivre

- Arbre en acier inox, diffuseurs fonte
- Garniture à tresse réglable, douille inox
- Roulements à bain d'huile

➤ **Données techniques / Caractéristiques**

- **Q** = 5,916 l/s
- **H** = 175 m
- **(NPSH)r** = 1,96 m
- **η** = 69,2 %
- **N** = 2900 tr/min
- **P2 (Puissance utile)** = 13,9 kW
- **Tension** : 400 V
- **DN refoulement** : DN40 (PN40)
- **DN aspiration** : DN65 (PN16)

➤ **Point de fonctionnement**

- **Point désiré** : P1 (Q = 5,72 l/s ; H = 172,88 m)
- **Point de la pompe** : P2 (Q = 5,916 l/s ; H = 175 m)

❖ Le point de fonctionnement de la pompe est **très proche** du point désiré.

➤ **Courbe caractéristique de la pompe**

Supposons deux points issus du catalogue :

- Point A : Q = 5,916 l/s → H = 175 m
- Point B : Q = 0 l/s → H = 192 m (valeur extrapolée constructeur)

Forme :

$$H_p = a \times Q^2 + b$$

$$a = \frac{175 - 192}{5.916^2} = \frac{-17}{35} \approx -0.486$$

$$b = 192$$

Équation de la courbe :

$$H_p = -0,486 \times Q^2 + 192$$

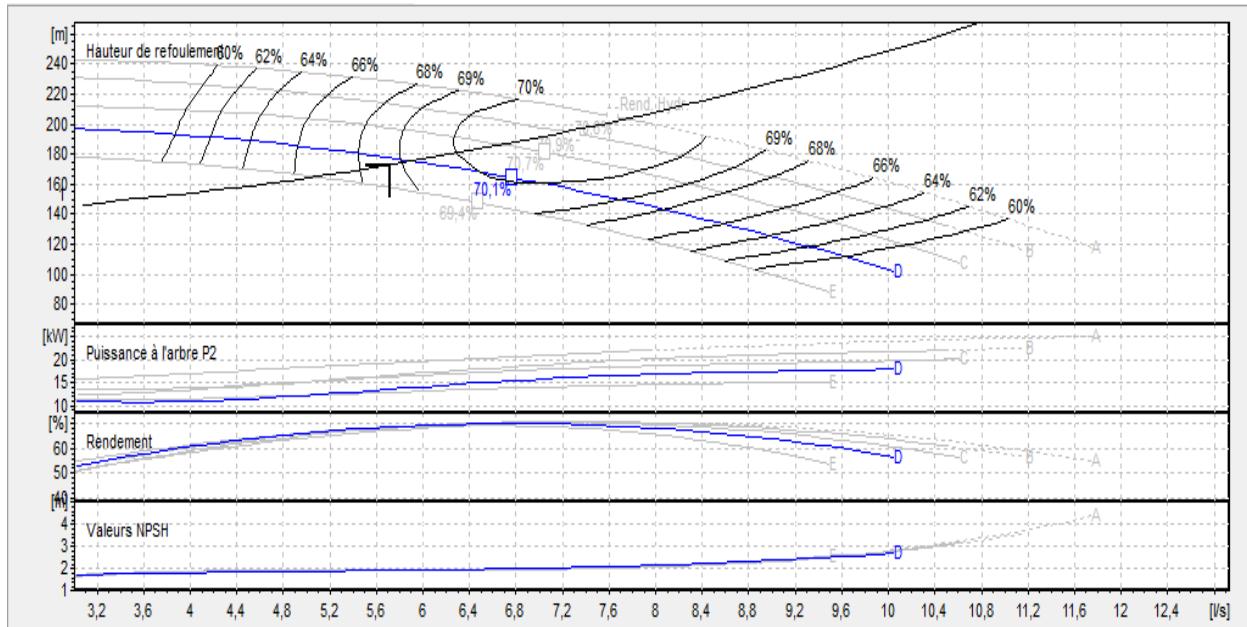


Figure V.7 : Courbes caractéristiques de la pompe de la station de reprise 03

➤ Réalisation du point de fonctionnement

1. Régulation par étouffement (vannage)

- $H' = 175 \text{ m} ; H = 172,88 \text{ m}$
- $h = 2,12 \text{ m}$

Puissance absorbée :

$$P_a = \frac{9.81 \times 0.00572 \times 175}{0.692 \times 1000} \approx 1,42 \text{ kW}$$

2. Variation de la vitesse de rotation

- Courbe iso-rendement :

$$H_i = \frac{172.88}{5.72^2} \times Q^2 \approx 5,28 \times Q^2$$

Intersection avec la pompe :

$$-0.486 \times Q_2 + 192 = 5.28 \times Q_2 \Rightarrow Q \approx 5.6 \text{ l/s} \Rightarrow H \approx 166 \text{ m}$$

Nouvelle vitesse :

$$N' = 2900 \times \sqrt{\frac{166}{175}} \approx 2783 \text{ tr/min}$$

Nouvelle puissance :

$$P_a = \frac{9,81 \cdot 0,00572 \cdot 166}{0,692 \times 1000} \approx 1,35 \text{ kW}$$

Choix optimal :

Les deux variantes sont proches, mais la variation de vitesse offre une légère réduction de puissance. Cependant, pour des raisons de simplicité d'exploitation, la régulation par étouffement est retenue.

➤ Vérification de la cavitation

- CTP = 989 m
- Cp = 986 m
- Ha = 3 m
- Tv (20 °C) = 0,238 m
- (NPSH)r = 1,96 m

$$(NPSH)d = 10.33 - 0.0012 \times 989 + 3 - 0 - 0.238 = 11.91 \text{ m}$$

(NPSH)d > (NPSH)r → Pas de cavitation

➤ Puissance du moteur et du transformateur

$$P_m = 1.1 \times 13,9 = 15.29 \text{ kW}$$

$$P_{trans} = \frac{15.29}{0.82} \approx 18.65 \text{ kW}$$

Conclusion

À l'issue des différentes simulations et comparaisons réalisées à l'aide du logiciel de sélection CAPRARI, des pompes spécifiques ont été retenues pour chaque station de reprise, en adéquation avec les besoins hydrauliques du projet, notamment en termes de débit nominal et de hauteur manométrique totale (HMT).

Les modèles choisis HMU50-1/5A, HVU35/5A+50 et HMU40-2/7D présentent un excellent accord entre leur point de fonctionnement réel et le point de service souhaité. Ainsi, aucun ajustement majeur n'est requis. Pour deux des stations, une régulation par étouffement (vannage) a été adoptée comme solution simple, fiable et économiquement avantageuse afin d'affiner le point de fonctionnement.

Par ailleurs, les analyses de cavitation ont confirmé que pour chaque station, la charge nette disponible à l'aspiration ($NPSH_d$) est largement supérieure à la valeur minimale requise ($NPSH_r$) par le fabricant. Cette marge de sécurité garantit un fonctionnement fiable des pompes sans risque de cavitation, même en régime prolongé.

En résumé, le dimensionnement et le choix des équipements de pompage sont hydrauliquement justifiés, énergétiquement optimisés et conformes aux contraintes techniques du site. Ces résultats constituent une base solide pour assurer la pérennité et l'efficacité du système d'alimentation en eau projeté.

Chapitre VI : Réseau de distribution

VI.1 Introduction

Dans le cadre de notre projet d'adduction d'eau potable, une fois l'eau captée, acheminée et stockée dans les réservoirs de régulation, l'étape finale consiste à assurer sa distribution aux différents points de consommation.

Le **réseau de distribution** est constitué d'un ensemble de canalisations enterrées, généralement posées sous la voirie urbaine. Ces conduites, maintenues en pression, ont pour mission d'alimenter les usagers à travers des branchements individuels ou collectifs.

L'objectif fondamental est de **garantir un service continu, fiable et de qualité**, avec un **débit suffisant** et une **pression adéquate** à tout moment de la journée, en particulier aux heures de pointe. Pour atteindre cet objectif, il est indispensable de procéder à un dimensionnement rigoureux du réseau, tenant compte :des débits maximaux journaliers estimés, des pertes de charge admissibles, de la topographie locale et des normes techniques et réglementaires en vigueur.

Cette section sera donc consacrée à la **conception technique du réseau de distribution**, incluant la sélection des types de réseau, le choix des matériaux, la détermination des diamètres, ainsi que l'optimisation du fonctionnement hydraulique.

VI.2 Description du système de distribution

Le réseau de distribution d'eau potable assure l'acheminement de l'eau depuis les réservoirs de stockage jusqu'aux différents consommateurs (ménages, établissements publics, équipements collectifs). Il doit garantir :un **débit constant**, une **pression minimale suffisante** (notamment pour les étages supérieurs des bâtiments)et une **qualité d'eau irréprochable**.

Le réseau couvre toute la zone d'approvisionnement via un maillage ou un ensemble de branches, et il se compose principalement de :

- Canalisations principales (réseau primaire),
- Conduites secondaires et de branchements particuliers,
- Equipements hydrauliques spécialisés : vannes de sectionnement, ventouses, bouches d'incendie, raccords, coudes, débitmètres, etc.

Les conduites sont généralement enterrées sous les trottoirs ou les accotements routiers, ce qui permet :une **protection mécanique contre les chocs**, une **meilleure accessibilité pour l'entretien** et une **intégration discrète dans l'environnement urbain**.

VI.2.1 Typologie des réseaux de distribution

Selon la configuration des canalisations et leur degré d'interconnexion, on distingue plusieurs types de réseaux [4]:

- Réseau ramifié (ou en arborescence)
- Réseau maillé
- Réseau étagé
- Réseau mixte

1. Réseau ramifié

Le **réseau ramifié** se caractérise par une **structure hiérarchique en branches** (figure VI.1), où chaque tronçon de canalisation alimente une zone spécifique sans liaison de retour. Ainsi, l'eau circule dans une seule direction, du point d'alimentation vers les consommateurs situés en aval.

Le tableau VI.1 résume les avantages, les inconvénients et l'utilisation recommandée

Tableau VI.1 : Avantages, inconvénients et l'utilisation recommandée d'un réseau ramifié

| Avantages | Inconvénients | Utilisation recommandée |
|--|---|--|
| 1- Conception simple 2- Economie en termes de longueur de canalisations et d'équipements 3- Facilité d'entretien initial | 1- Vulnérabilité élevée : une panne ou une rupture à un point du réseau coupe l'alimentation de tous les usagers situés en aval 2- Mauvaise flexibilité hydraulique 3- Risques accrus de stagnation de l'eau à l'extrémité des branches | 1- Zones rurales ou quartiers périphériques à faible densité, 2- Extensions temporaires du réseau principal, 3- Secteurs où la simplicité prime sur la redondance. |

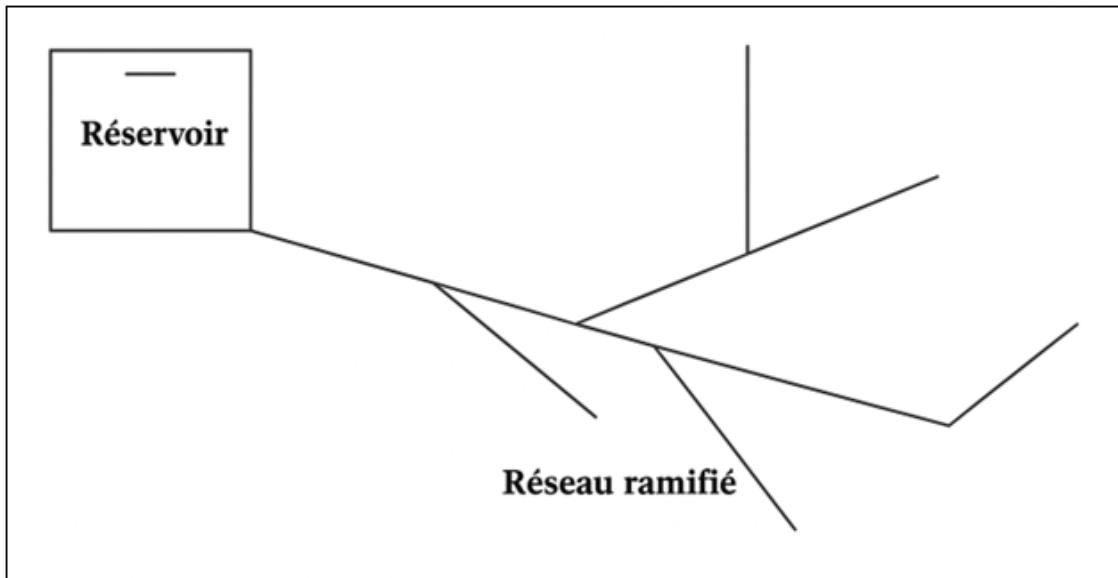


Figure VI.1 : Réseau ramifié

2. Réseau maillé

Le **réseau maillé** se compose de canalisations interconnectées formant des **boucles fermées** (**figure VI.2**), ce qui permet à chaque point du réseau d'être **alimenté simultanément depuis plusieurs directions**. En cas de rupture ou de maintenance sur un tronçon, l'alimentation peut être assurée par des circuits alternatifs, garantissant une continuité de service.

Ce système présente plusieurs avantages :

- **Sécurité renforcée** de l'alimentation,
- **Homogénéité des pressions et des débits** dans l'ensemble du réseau,
- **Souplesse d'exploitation** en cas d'interventions ou de travaux.

Cependant, sa mise en œuvre nécessite un investissement plus important, du fait de la densité du maillage, du nombre accru de vannes de régulation et d'un pilotage hydraulique plus complexe.

Utilisation recommandée :

- Centres urbains à forte densité,
- Zones stratégiques ou sensibles (hôpitaux, bâtiments publics),
- Réseaux nécessitant une fiabilité élevée.

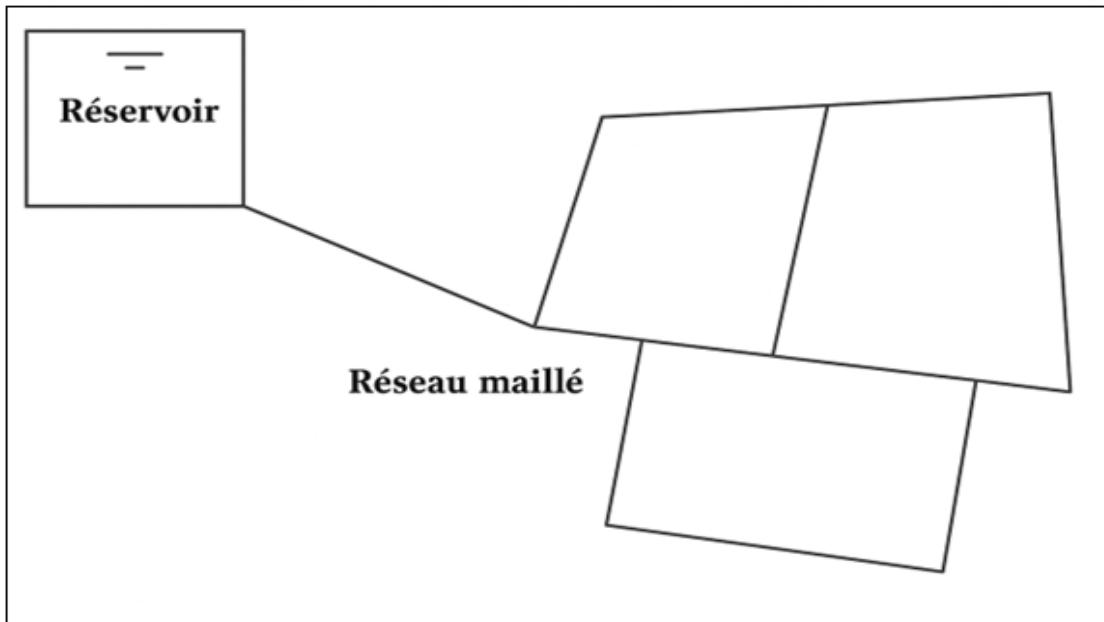


Figure VI.2 : Réseau maillé

3. Réseau étagé

Le **réseau étagé** est particulièrement adapté aux **agglomérations implantées sur des terrains à forte déclivité**. Dans ce type de configuration, la pression exercée par l'eau issue du réservoir principal peut s'avérer **excessive dans les zones basses**, menaçant l'intégrité du réseau.

Pour remédier à cela, le réseau est subdivisé en zones de pression distinctes, desservies par des réservoirs intermédiaires ou des réducteurs de pression, implantés à différents niveaux d'altitude. Cela permet : **d'optimiser la pression** dans chaque zone, **d'éviter les surpressions destructrices** et **d'assurer une répartition équilibrée** des volumes.

Utilisation recommandée :

- Villes situées en zones montagneuses,
- Réseaux traversant des terrains accidentés.

4. Réseau mixte

Un **réseau mixte** combine les caractéristiques de plusieurs configurations (ramifié, maillé, étagé) pour **s'adapter aux contraintes topographiques, techniques et urbanistiques** (figure VI.3). Typiquement, on adopte :

- Un **réseau ramifié** pour les zones périphériques ou à faible densité,
- Un **réseau maillé** dans les centres urbains ou les zones sensibles,

- Un **réseau étagé** dans les secteurs à forte variation altimétrique.

Cette solution permet une **gestion optimisée** des pressions, des débits, de la sécurité d'alimentation, tout en maîtrisant les coûts selon la zone desservie.

Utilisation recommandée :

- Zones urbaines à développement hétérogène,
- Plans directeurs d'alimentation complexes ou évolutifs.

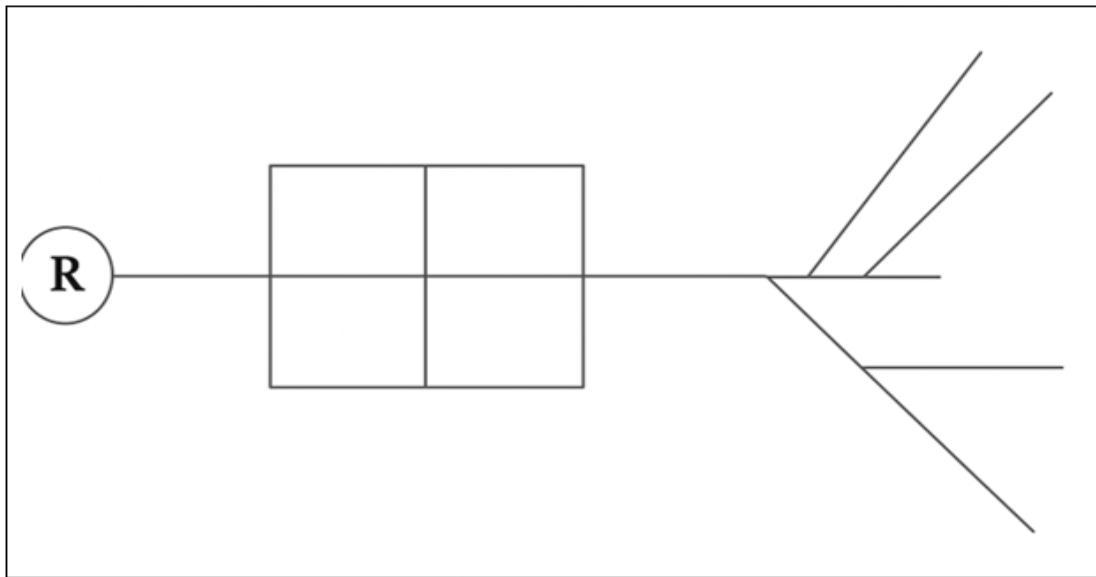


Figure IV.3 : Schéma d'un réseau mixte

Tableau VI.2 : Comparaison des caractéristiques des réseaux de distribution d'eau potable

| Aspect analysé | Réseau ramifié | Réseau maillé |
|-----------------------------|--|--|
| Pertes de charge | Élevées (circulation unidirectionnelle) | Faibles (meilleure répartition des débits) |
| Écoulement | Risque de stagnation en bout de ligne | Écoulement satisfaisant et continu |
| Réparabilité | Risque élevé de mise hors service d'une large zone en cas d'intervention | Zone affectée limitée grâce aux bouclages et à la redondance |
| Frais de pompage | Élevés (mauvaise optimisation des pressions) | Faibles (meilleure gestion de la pression) |
| Frais d'implantation | Faibles (moins de canalisations, tracé simple) | Élevés (réseau plus complexe, davantage de conduites et de vannes) |

VI.3 Tracé du réseau de distribution

Le **tracé du réseau de distribution** vise à assurer une alimentation en eau potable fiable, continue et économiquement optimisée, tout en facilitant l'exploitation et la maintenance du système.

Pour cela, plusieurs principes de conception doivent être rigoureusement respectés :

- Le réseau doit garantir un **écoulement hydraulique stable**, sans stagnation ni surpression, et permettre une répartition homogène des débits.
- Il doit assurer la **continuité du service**, même en cas d'intervention ou de panne : le tracé doit minimiser les points de vulnérabilité et prévoir des boucles ou déviations pour la redondance.
- Les **équipements de régulation et de sécurité** doivent être judicieusement répartis : vannes d'isolement, ventouses, robinets de vidange, clapets anti-retour...
- La **longueur des conduites** doit être optimisée en tenant compte de :la topographie du terrain, les servitudes (voies, réseaux existants), la densité urbaine et l'accessibilité pour les interventions techniques.

VI.4 Choix des matériaux des conduites

Le choix du matériau pour les conduites de distribution est **déterminant** pour la durabilité, la sécurité et le coût global du projet.

Principaux critères de sélection :

- **Diamètre de la conduite** : influence le type de matériau disponible et la pression admissible.
- **Pression de service** : le matériau doit résister à la pression maximale sans déformation ni rupture.
- **Conditions de pose** : nature du sol, profondeur, présence de nappe phréatique ou de charges roulantes.
- **Coût global** : achat, transport, pose, maintenance.
- **Durée de vie** : résistance à la corrosion, aux chocs, à l'abrasion.
- **Disponibilité locale** : affecte les délais et les coûts logistiques.

Matériau retenu : PEHD (Polyéthylène Haute Densité)

Le PEHD est privilégié pour ses excellentes performances techniques :

- Grande **souplesse et facilité de pose** ;
- Résistance à l'**entartrage** et à la **corrosion** ;
- Faible rugosité interne (réduction des pertes de charge) ;
- Longévité supérieure à 50 ans ;
- Raccordements sécurisés par **soudure ou emboîtement** ;
- Large **gamme de pressions disponibles**.

VI.5 Exigences hydrauliques du réseau

Pour garantir le bon fonctionnement d'un réseau de distribution d'eau potable, plusieurs critères doivent être respectés :

1. Pression minimale

- La pression doit être **au moins de 1 bar** (≥ 10 mCE) sur toute la surface desservie, afin d'assurer un service efficace et éviter les défauts de pression dans les étages supérieurs.

2. Pression maximale

- La pression ne doit **en aucun cas dépasser 6 à 7 bars** (≈ 60 à 70 mCE), ce qui pourrait provoquer des fuites ou des détériorations du réseau.
- Si les altitudes le nécessitent, il est possible de recourir à un **réseau étagé** ou à des **réducteurs de pression**.

3. Vitesse d'écoulement

- Maintenir une vitesse comprise entre **0,5 et 1,5 m/s** permet d'éviter la corrosion, l'usure prématuée des conduites et facilite les opérations de purge et de nettoyage.

4. Diamètres adaptés

- Les diamètres sélectionnés doivent pouvoir accueillir les **débits de pointe** sans créer de surpressions ni limiter la capacité hydraulique future.

VI.6 Equipements et accessoires du réseau

Le bon fonctionnement d'un réseau repose sur une combinaison efficace de canalisations et d'équipements hydrauliques permettant la régulation, l'entretien et la sécurité.

VI.6.1 Les canalisations

Le réseau de distribution est constitué de deux types principaux de conduites :

- **Les conduites principales** : issues d'un réservoir ou d'une station de pompage, elles assurent l'alimentation globale du réseau.
- **Les conduites secondaires** : elles relient les conduites principales aux branchements individuels desservant les usagers.

VI.6.2 Robinets-vannes

Les robinets-vannes sont disposés au niveau des nœuds du réseau afin de permettre l'**isolation de sections** lors d'une intervention ou d'une réparation

Ils servent également à **réguler les débits** dans les tronçons. Leur manœuvre s'effectue depuis le sol à l'aide d'une **clé de vanne**, introduite dans une **bouche à clé** installée sur le trottoir pour un accès rapide et sécurisé.

VI.6.3 Bouches ou poteaux d'incendie

Les bouches ou poteaux d'incendie sont **raccordés aux conduites capables de fournir un débit minimal de 17 l/s sous 1 bar de pression**.

Ils sont implantés **en bordure de trottoir**, espacés régulièrement de **200 à 300 mètres**, selon les risques potentiels et la configuration urbaine. Leur présence est indispensable pour la lutte contre les incendies.

VI.6.4 Clapets anti-retour

Les clapets anti-retours sont des dispositifs de sécurité qui **empêchent le refoulement de l'eau** dans la direction opposée à l'écoulement prévu, protégeant ainsi les installations contre tout retour d'eau accidentel.

VI.6.5 Ventouses

Les ventouses sont installées aux **points hauts du réseau** pour **évacuer l'air emprisonné** et **prévenir la formation de vide** dans les conduites.

Elles jouent un rôle crucial lors des phases de **vidange**, en facilitant l'introduction d'air et en évitant les dépressions dangereuses.

VI.6.6 Régulateurs de pression

Les régulateurs de pression permettent d'**ajuster la pression** dans le réseau afin de **maintenir un niveau optimal**, évitant ainsi les surpressions susceptibles d'endommager les conduites ou les appareils des usagers.

VI.6.7 Robinets de vidange (décharge)

Ces robinets sont placés **aux points bas du réseau** pour permettre la **vidange des canalisations**.

Ils sont installés à l'intérieur de **regards en maçonnerie**, accessibles pour l'entretien et le nettoyage des conduites.

VI.6.8 Pièces spéciales de raccord

Ces composants assurent l'**adaptation des canalisations aux contraintes de tracé**, notamment dans les cas de bifurcation ou de changement de direction[14].

a) Les tés

Les tés, à deux ou trois emboîtements, permettent de **connecter plusieurs conduites**, même de diamètres différents. Lors de l'installation, un **cône de réduction** peut être nécessaire pour assurer une transition correcte entre les sections.

b) Les coudes

Les coudes sont utilisés pour **orienter la conduite** lors des changements de direction. Ils assurent une transition fluide et sécurisée dans les angles du réseau.

c) Les cônes de réduction

Permettent l'adaptation de conduites de diamètres différents, en assurant un passage fluide et progressif.

VI.7 Calcul hydraulique du réseau de distribution

Dans un système de distribution gravitaire alimenté par un réservoir principal, le dimensionnement hydraulique repose sur l'analyse des débits extrêmes susceptibles de solliciter le réseau. Deux cas principaux sont généralement pris en compte :

- **Le débit de pointe horaire**, qui correspond à la demande maximale quotidienne ;
- **Le débit de pointe combiné avec un débit d'incendie**, qui considère une sur demande liée à un sinistre.

Cependant, au vu des caractéristiques topographiques et démographiques de la zone étudiée, **seul le cas du débit de pointe** a été jugé suffisant pour le dimensionnement du réseau. Le débit incendie a été écarté dans ce contexte, car il ne constitue pas une exigence dimensionnant pour la configuration actuelle.

VI.7.1 Débit de pointe horaire

Le **débit de pointe horaire (Q_p)** est défini comme le **débit maximal instantané** observé ou estimé sur une heure typique de forte consommation. Il représente la charge hydraulique la plus contraignante pour le réseau, et constitue donc le débit de référence pour le dimensionnement des conduites

VI.7.2 Débit spécifique

Le **débit spécifique (Q_s)** représente la quantité d'eau circulant par mètre linéaire de conduite. Il permet une répartition du débit total à travers les différentes sections du réseau.

$$Q_s = \frac{Q_p}{\sum L_i}$$

Avec :

- Q_s : débit spécifique (l/s/m) ;
- Q_p : débit de pointe (l/s) ;
- $\sum L_i$: somme des longueurs de tous les tronçons du réseau (m).

VI.7.3 Débit de route

Le **débit de route (Q_r)** correspond au débit circulant dans un tronçon particulier, supposé réparti uniformément en fonction de sa longueur. Il s'exprime par la formule :

$$Q_r = Q_s \times L_{i-j}$$

Avec :

- Q_r : débit dans le tronçon (l/s) ;
- Q_s : débit spécifique (l/s/m) ;
- L_{i-j} : longueur du tronçon entre les nœuds i et j (m).

VI.7.4 Débit aux nœuds

Les **débits aux nœuds (Q_n)** correspondent à la somme des débits desservant les habitations ou installations autour d'un point de jonction (nœud) du réseau.

$$Q_n = \sum Q_r + \sum Q_c$$

Avec :

- Q_n : débit affecté au nœud (l/s) ;
- $\sum Q_r$: somme des débits de route associés aux tronçons aboutissant au nœud ;
- $\sum Q_c$: somme des débits ponctuels concentrés directement au niveau du nœud.

VI.7.5 Calcul de la pression disponible

La **pression au sol disponible** à un nœud se calcule à partir de la différence entre la côte piézométrique et l'altitude du terrain naturel (CTN) :

$$P_{aval} = CP_{aval} - CTN_{aval}$$

Avec :

- **P_{aval}** : pression au sol au nœud aval (mce)
- **CP_{aval}** : côte piézométrique au nœud aval (m)
- **CTN_{aval}** : altitude du terrain naturel au nœud (m).

La **côte piézométrique** du nœud aval est elle-même obtenue par :

$$CP_{aval} = CP_{amont} - \Delta H_t$$

Avec :

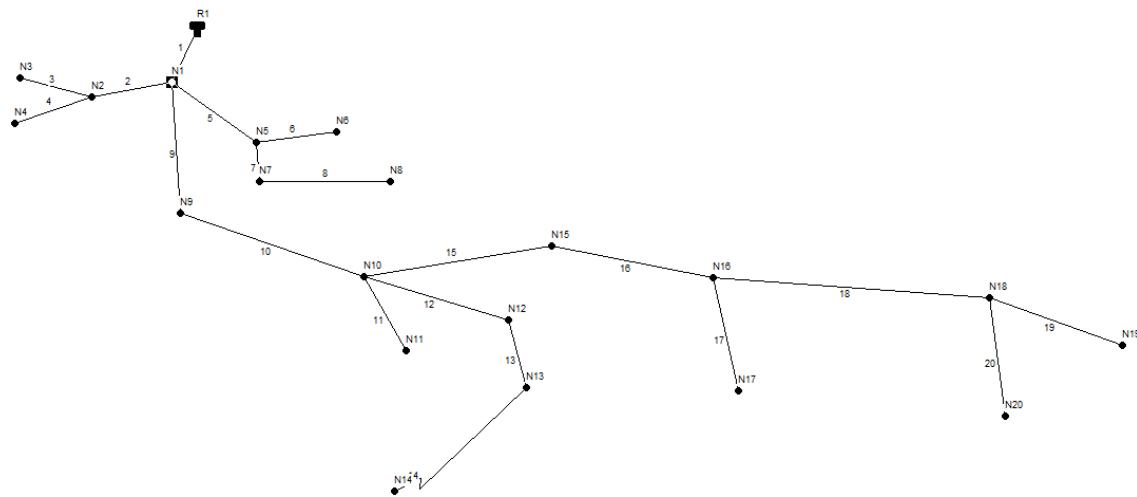
- **CP_{amont}** : côte piézométrique du nœud amont (m) ;
- **ΔH_t** : pertes de charge totales entre les deux nœuds (m).

VI.8 Description du réseau distribution des villages

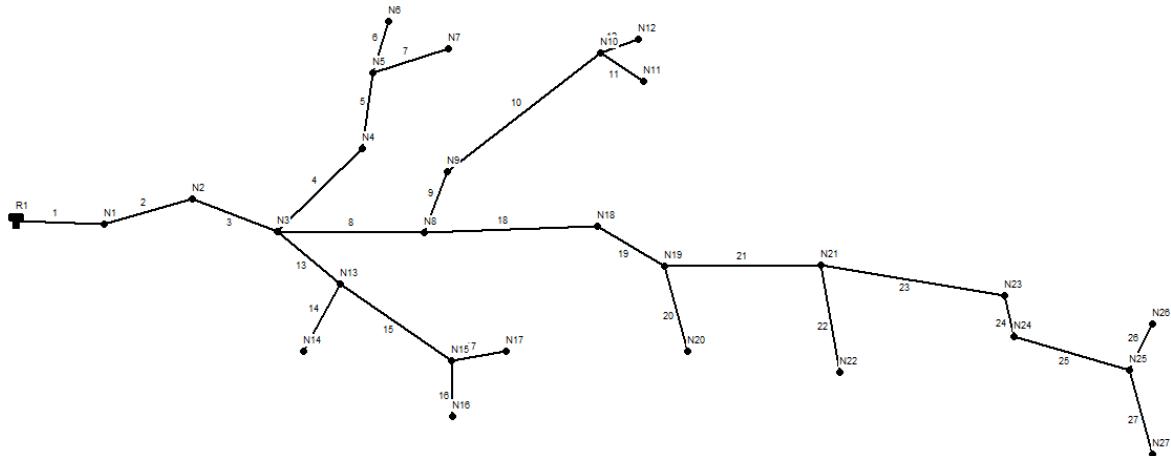
Le réseau de distribution d'eau potable des villages d'Andlou et El Maida est conçu pour fonctionner par gravité, tirant parti du relief naturel pour assurer l'écoulement de l'eau sans recours à des pompes. Chaque réseau est alimenté par un réservoir principal (R1) situé à un point haut, garantissant une pression suffisante dans l'ensemble du système.

À Andlou, le réservoir R1, situé à l'altitude de 989 m, alimente un réseau ramifié de 20 tronçons de conduites qui desservent 20 nœuds de consommation (N1 à N20). Le réseau s'étend sur une longueur totale de 2 256,21 mètres. La structure est organisée en branches principales et secondaires : à partir du réservoir (R1), une conduite principale rejoint le nœud N1, point de départ de trois branches majeures. La première branche dessert les nœuds N2, N3 et N4 ; la deuxième passe par N5 pour atteindre N6, N7 et N8 ; la troisième, via N9, alimente les nœuds N10 à N20, formant elle-même plusieurs sous-branches. Cette configuration arborescente est typique des zones rurales, où l'habitat est dispersé. (**figure VI.5**).

Le réseau d'El Maida, plus étendu, est alimenté par un réservoir R1 à l'altitude de 1 125 m. Il comporte 27 tronçons pour desservir 27 nœuds (N1 à N27) sur une longueur totale de 2 943,46 mètres. Sa structure, également ramifiée, se divise en plusieurs branches stratégiques à partir du nœud N1. Une branche principale traverse N2, N3, puis se subdivise vers N4-N5 (avec les nœuds N6 et N7) et vers N8 (desservant N9, N10, N11 et N12). Une autre branche part de N3 vers N13, N14 et N15 (ce dernier alimentant N16 et N17). Enfin, une troisième branche part de N8 vers N18, N19, puis N20 et N21 (ce dernier étant un carrefour vers N22, N23, N24, N25, N26 et N27). Cette organisation permet de couvrir efficacement le village malgré une topographie variée. (**figure VI.6**).



FigureVI.5 : Schéma descriptif du réseau de distribution de la localité d'Andlou



FigureVI.6 : Schéma descriptif du réseau de distribution de la localité de El Maida

VI.9 Calcul hydraulique du réseau de distribution de village Andlou

1. Débit spécifique

➤ **Andlou :**

$$Q_p = 21.87 \text{ m}^3/\text{h} = 6.08 \text{ l/s}$$

$$\sum L = 2256.21 \text{ m}$$

$$Q_s = \frac{6,08}{2256.21} = 0.002695 \text{ l/s.m}$$

➤ **El Maida :**

$$Q_p = 34.60 \text{ m}^3/\text{h} = 9.61 \text{ l/s}$$

$\sum L_i = 2943.46$ m

$$Q_s = \frac{9,61}{2943.46} = 0.003265 \text{ l/s.m}$$

2. Débit de Route (Qr) par Tronçon

Les différents résultats des débits de route des zones d'études sont représentés dans les tableaux VI.3 et VI.4 ci-dessous :

Tableau VI.3 : Résultats des débits de route d'Andlou

| Tronçon | Longueur (m) | Qr (l/s) = L × Qs |
|-----------|--------------|-------------------|
| R1 → N1 | 134.00 | 0.361 |
| N1 → N2 | 64.47 | 0.174 |
| N2 → N3 | 22.61 | 0.061 |
| N2 → N4 | 23.75 | 0.064 |
| N1 → N5 | 39.00 | 0.105 |
| N5 → N6 | 24.50 | 0.066 |
| N5 → N7 | 25.30 | 0.068 |
| N7 → N8 | 46.13 | 0.124 |
| N1 → N9 | 108.31 | 0.292 |
| N9 → N10 | 121.96 | 0.329 |
| N10 → N11 | 58.68 | 0.158 |
| N10 → N12 | 67.91 | 0.183 |
| N12 → N13 | 39.40 | 0.106 |
| N13 → N14 | 225.71 | 0.608 |
| N10 → N15 | 190.31 | 0.513 |
| N15 → N16 | 229.35 | 0.618 |
| N16 → N17 | 101.57 | 0.274 |
| N16 → N18 | 153.26 | 0.413 |
| N18 → N19 | 274.21 | 0.739 |
| N18 → N20 | 305.78 | 0.824 |

Tableau VI.4 : Résultats des débits de route d'ElMaida

| Tronçon | Longueur (m) | $Q_r (l/s) = L \times Q_s$ |
|------------------|--------------|----------------------------|
| R1 → N1 | 93.70 | 0.306 |
| N1 → N2 | 88.66 | 0.289 |
| N2 → N3 | 121.55 | 0.397 |
| N3 → N4 | 156.50 | 0.511 |
| N4 → N5 | 118.75 | 0.388 |
| N5 → N6 | 74.70 | 0.244 |
| N5 → N7 | 53.00 | 0.173 |
| N3 → N8 | 167.30 | 0.546 |
| N8 → N9 | 84.30 | 0.275 |
| N9 → N10 | 333.10 | 1.088 |
| N10 → N11 | 98.00 | 0.320 |
| N10 → N12 | 103.00 | 0.336 |
| N3 → N13 | 48.50 | 0.158 |
| N13 → N14 | 46.00 | 0.150 |
| N13 → N15 | 195.80 | 0.639 |
| N15 → N16 | 80.30 | 0.262 |
| N15 → N17 | 76.50 | 0.250 |
| N8 → N18 | 105.00 | 0.343 |
| N18 → N19 | 79.50 | 0.260 |
| N19 → N20 | 92.60 | 0.302 |
| N19 → N21 | 116.50 | 0.380 |
| N21 → N22 | 80.90 | 0.264 |
| N21 → N23 | 188.70 | 0.616 |
| N23 → N24 | 73.00 | 0.238 |
| N24 → N25 | 116.90 | 0.382 |
| N25 → N26 | 52.00 | 0.170 |
| N25 → N27 | 98.70 | 0.322 |

3. Débit au nœud

Les différents résultats des débits au nœud des zones d'études sont représentés dans les tableaux VI.5 et VI.6 ci-dessous :

Tableau VI.5 : Résultats des débits au nœud d'Andlou

| Nœud | Qn (l/s) | Altitude (m) |
|------------|------------------|--------------|
| N1 | 0.586 | 958.09 |
| N2 | 0.150 | 948.93 |
| N3 | 0.031 | 948.46 |
| N4 | 0.032 | 947.81 |
| N5 | 0.120 | 956.84 |
| N6 | 0.033 | 956.15 |
| N7 | 0.096 | 956.12 |
| N8 | 0.062 | 955.59 |
| N9 | 0.311 | 953.13 |
| N10 | 0.592 | 942.41 |
| N11 | 0.079 | 941.23 |
| N12 | 0.145 | 935.10 |
| N13 | 0.357 | 924.00 |
| N14 | 0.304 | 923.34 |
| N15 | 0.566 | 938.22 |
| N16 | 0.653 | 917.91 |
| N17 | 0.137 | 910.37 |
| N18 | 0.988 | 913.62 |
| N19 | 0.370 | 899.14 |
| N20 | 0.412 | 880.89 |
| R1 | Réservoir | 989 |

Tableau VI.6: Résultats des débits au nœud d'El Maida

| Nœud | Qn (l/s) | Altitude (m) |
|------------|------------------|--------------|
| N1 | 0.451 | 1113.06 |
| N2 | 0.343 | 1114.97 |
| N3 | 0.806 | 1113.52 |
| N4 | 0.450 | 1109.07 |
| N5 | 0.403 | 1104.89 |
| N6 | 0.122 | 1099.04 |
| N7 | 0.087 | 1101.32 |
| N8 | 0.582 | 1114.28 |
| N9 | 0.682 | 1108.14 |
| N10 | 0.872 | 1049.22 |
| N11 | 0.160 | 1039.03 |
| N12 | 0.168 | 1045.18 |
| N13 | 0.474 | 1107.20 |
| N14 | 0.075 | 1109.85 |
| N15 | 0.576 | 1105.93 |
| N16 | 0.131 | 1101.72 |
| N17 | 0.125 | 1100.66 |
| N18 | 0.302 | 1110.52 |
| N19 | 0.471 | 1109.42 |
| N20 | 0.151 | 1065.73 |
| N21 | 0.630 | 1100.32 |
| N22 | 0.132 | 1061.02 |
| N23 | 0.427 | 1095.54 |
| N24 | 0.310 | 1094.81 |
| N25 | 0.437 | 1093.39 |
| N26 | 0.085 | 1091.15 |
| N27 | 0.161 | 1093.00 |
| R1 | Réservoir | 1125.0 |

IV.10 Modalisation et simulation du réseau

Pour s'affranchir des calculs complexes et accroître l'efficacité du projet, nous avons recouru au logiciel EPANET. Celui-ci permet le calcul des pressions et des paramètres hydrauliques.

IV.10.1 Présentation du logiciel EPANET

Ce logiciel simule sur le long terme l'hydraulique et la qualité de l'eau dans les réseaux sous pression. Ses calculs portent sur : les débits dans les tuyaux, les pressions aux nœuds, les niveaux des réservoirs, et les concentrations en substances chimiques à travers le réseau selon une durée de simulation segmentée en étapes.

VI.10.2 Étapes d'utilisation d'EPANET

La modélisation d'un réseau d'eau avec EPANET suit généralement ces étapes :

1. Dessiner le réseau.
2. Saisir les propriétés des éléments.
3. Configurer les options de simulation.
4. Exécuter la simulation.
5. Analyser les résultats.

VI.10.3 Principes de modélisation

EPANET représente un réseau d'eau potable par des nœuds (points de connexion) et des arcs (éléments de transport : tuyaux, pompes, vannes). La modélisation de ce projet intègre les données réelles du réseau.

- **Données des nœuds** : Altitude et demande en eau .
- **Données des arcs** : Nœud amont/aval, diamètre, longueur, coefficient de rugosité pertes de charge.
- **Données des réservoirs** : Altitude du radier et diamètre.
- **Simulation et dimensionnement itératif** :
 - **Simulation initiale** : Des diamètres par défaut (200 mm) ont permis de calculer automatiquement les débits dans les tronçons via EPANET.
 - **Calcul des diamètres** : Les débits obtenus ont servi à dimensionner les conduites, en visant une vitesse idéale de 1 m/s (Formule : $Q = V \times S$, Q=débit, V=vitesse, S=section).
 - **Choix des matériaux** : Les calculs initiaux avec des conduites PN10 révélaient des pressions excessives (>100 mce). Les conduites PEHD PN16 ont donc été retenues.
 - **Simulation finale** : Avec les débits, altitudes des nœuds, longueurs et nouveaux diamètres saisis, une seconde simulation a été lancée. Ses objectifs maintenir la vitesse des écoulements entre 0.5 et 1.5 m/s et garantir des pressions aux nœuds ≤ 60 mce.

Les résultats de la simulation de la zone de pression et la vitesse sont présentés dans les Tableau VI.7, VI.8, VI.9 et VI.10 ci-dessous.

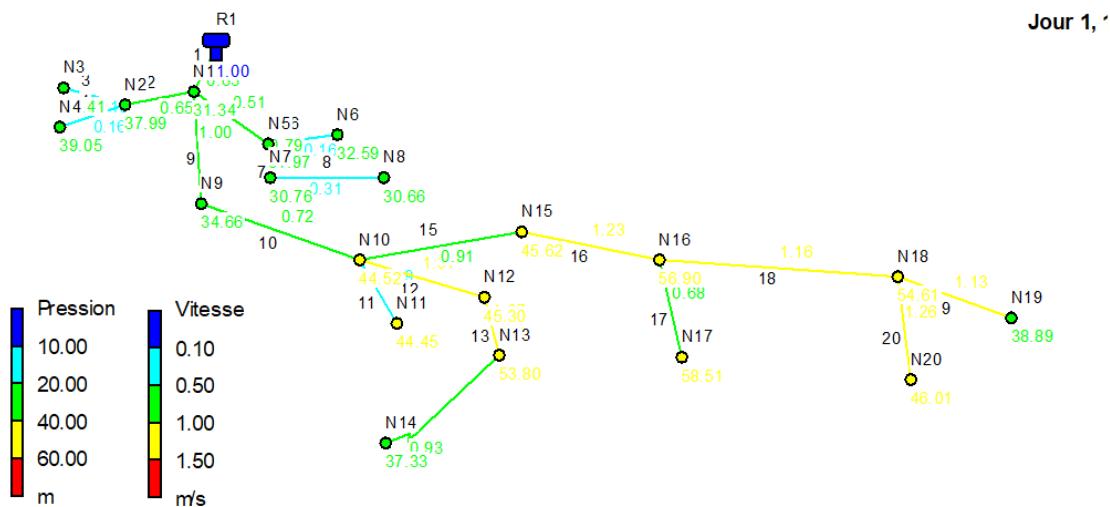


Figure VI.7 : Les résultats de la simulation de la village Andlou

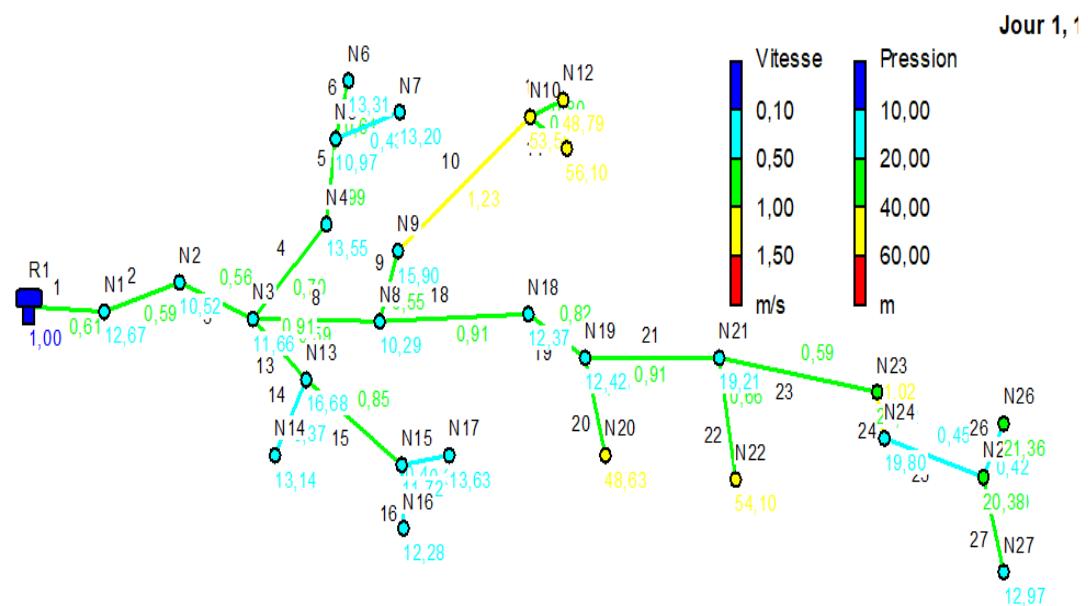


Figure VI.8 : Les résultats de la simulation de Village El Maida

Tableau VI.7 :Les résultats des pressions après la simulation de Andlou

| Nœud | Altitude (m) | Demande (L/S) | Charge (m) | Pression (m) |
|---------------------|---------------------|----------------------|-------------------|---------------------|
| N1 | 958.09 | 0.59 | 989.43 | 31.34 |
| N2 | 948.93 | 0.15 | 986.92 | 37.99 |
| N3 | 948.46 | 0.03 | 986.87 | 38.41 |
| N4 | 947.81 | 0.03 | 986.86 | 39.05 |
| N5 | 956.84 | 0.12 | 988.81 | 31.97 |
| N6 | 956.15 | 0.03 | 988.74 | 32.59 |
| N7 | 956.12 | 0.10 | 986.88 | 30.76 |
| N8 | 955.59 | 0.06 | 986.25 | 30.66 |
| N9 | 953.13 | 0.31 | 987.79 | 34.66 |
| N10 | 942.41 | 0.59 | 986.93 | 44.52 |
| N11 | 941.23 | 0.08 | 995.68 | 44.45 |
| N12 | 935.10 | 0.14 | 980.40 | 45.30 |
| N13 | 924.00 | 0.36 | 977.80 | 53.80 |
| N14 | 923.34 | 0.30 | 960.67 | 37.33 |
| N15 | 938.22 | 0.57 | 983.84 | 45.62 |
| N16 | 917.91 | 0.65 | 974.81 | 56.90 |
| N17 | 910.37 | 0.14 | 968.88 | 58.51 |
| N18 | 913.62 | 0.99 | 968.23 | 54.61 |
| N19 | 899.14 | 0.37 | 938.03 | 38.89 |
| N20 | 880.89 | 0.41 | 926.90 | 46.01 |
| Réservoir R1 | 989 | 6.02 | 990 | 1 |

Tableau VI.8: les résultats de simulation des tronçons donnés par Epanet de Andlou

| ID Arc | Longueur (m) | Diamètre (mm) | Débit (L/S) | Vitesse (m/s) | Pert. Charge (m/km) |
|-----------------|-------------------------|--------------------------|--------------------|----------------------|--------------------------------|
| Tuyau 1 | 134.00 | 110.2 | 6.02 | 0.63 | 4.23 |
| Tuyau 2 | 64.47 | 20.4 | 0.21 | 0.65 | 38.96 |
| Tuyau 3 | 22.61 | 16.0 | 0.03 | 0.15 | 2.25 |
| Tuyau 4 | 23.75 | 16.0 | 0.03 | 0.16 | 2.43 |
| Tuyau 5 | 39.00 | 28.0 | 0.31 | 0.51 | 16.04 |
| Tuyau 6 | 24.50 | 16.0 | 0.03 | 0.16 | 2.63 |
| Tuyau 7 | 25.30 | 16.0 | 0.16 | 0.79 | 76.21 |
| Tuyau 8 | 46.13 | 16.0 | 0.06 | 0.31 | 13.71 |
| Tuyau 9 | 108.31 | 79.2 | 4.91 | 1.00 | 15.20 |
| Tuyau 10 | 121.96 | 90.0 | 4.60 | 0.72 | 7.05 |
| Tuyau 11 | 58.68 | 16.0 | 0.08 | 0.39 | 21.22 |
| Tuyau 12 | 67.90 | 28.0 | 0.81 | 1.31 | 96.15 |
| Tuyau 13 | 39.40 | 28.0 | 0.66 | 1.07 | 65.88 |
| Tuyau 14 | 225.71 | 20.4 | 0.30 | 0.93 | 75.91 |
| Tuyau 15 | 190.31 | 66.0 | 3.13 | 0.91 | 16.19 |
| Tuyau 16 | 229.35 | 51.4 | 2.56 | 1.23 | 39.39 |
| Tuyau 17 | 101.57 | 16.0 | 0.14 | 0.68 | 58.39 |
| Tuyau 18 | 153.26 | 44.0 | 1.77 | 1.16 | 42.97 |
| Tuyau 19 | 274.21 | 20.4 | 0.37 | 1.13 | 110.13 |
| Tuyau 20 | 305.78 | 20.4 | 0.41 | 1.26 | 135.15 |

Tableau VI.9 :Les résultats des pressions après la simulation El Maida

| ID Nœud | Altitude (m) | Demande (L/S) | Charge (m) | Pression (m) |
|---------------------|---------------------|----------------------|-------------------|---------------------|
| Nœud N1 | 1113.06 | 0.31 | 1125.73 | 12.67 |
| Nœud N2 | 1114.97 | 0.34 | 1125.49 | 10.52 |
| Nœud N3 | 1113.52 | 0.81 | 1125.18 | 11.66 |
| Nœud N4 | 1109.07 | 0.45 | 1122.62 | 13.55 |
| Nœud N5 | 1104.89 | 0.40 | 1115.86 | 10.97 |
| Nœud N6 | 1099.04 | 0.12 | 1112.35 | 13.31 |
| Nœud N7 | 1101.32 | 0.09 | 1114.52 | 13.20 |
| Nœud N8 | 1114.28 | 0.58 | 1124.57 | 10.29 |
| Nœud N9 | 1108.14 | 0.68 | 1124.04 | 15.90 |
| Nœud N10 | 1049.22 | 0.87 | 1102.78 | 53.55 |
| Nœud N11 | 1039.03 | 0.16 | 1095.13 | 56.10 |
| Nœud N12 | 1045.18 | 0.17 | 1093.97 | 48.79 |
| Nœud N13 | 1107.20 | 0.47 | 1123.88 | 16.68 |
| Nœud N14 | 1109.85 | 0.08 | 1122.89 | 13.14 |
| Nœud N15 | 1105.93 | 0.58 | 1117.65 | 11.72 |
| Nœud N16 | 1101.72 | 0.13 | 1114.00 | 12.28 |
| Nœud N17 | 1100.66 | 0.12 | 1114.29 | 13.63 |
| Nœud N18 | 1110.52 | 0.30 | 1122.89 | 12.37 |
| Nœud N19 | 1109.42 | 0.47 | 1121.84 | 12.42 |
| Nœud N20 | 1065.73 | 0.15 | 1115.36 | 48.63 |
| Nœud N21 | 1100.32 | 0.63 | 1119.53 | 19.21 |
| Nœud N22 | 1061.02 | 0.13 | 1115.12 | 54.10 |
| Nœud N23 | 1095.54 | 0.43 | 1117.86 | 22.32 |
| Nœud N24 | 1094.81 | 0.31 | 1114.61 | 19.80 |
| Nœud N25 | 1093.39 | 0.44 | 1113.77 | 20.38 |
| Nœud N26 | 1091.15 | 0.09 | 1112.51 | 21.36 |
| Nœud N27 | 1093.00 | 0.16 | 1105.97 | 12.97 |
| Réservoir R1 | 1125 | 9.47 | 1126 | 1 |

Tableau VI.10: les résultats de simulation des tronçons donnés par Epanet d'El Maida

| ID Tuyau | Longueur (m) | Diamètre (mm) | Débit (LPS) | Vitesse (m/s) | Pert. Charge (m/km) |
|-----------------|--------------|---------------|-------------|---------------|---------------------|
| Tuyau 1 | 93.7 | 141 | 9.47 | 0.61 | 2.89 |
| Tuyau 2 | 88.66 | 141 | 9.16 | 0.59 | 2.71 |
| Tuyau 3 | 121.55 | 141 | 8.82 | 0.56 | 2.53 |
| Tuyau 4 | 156.5 | 44 | 1.06 | 0.70 | 16.34 |
| Tuyau 5 | 118.75 | 28 | 0.61 | 0.99 | 56.92 |
| Tuyau 6 | 74.70 | 16 | 0.12 | 0.61 | 47.08 |
| Tuyau 7 | 53 | 16 | 0.09 | 0.43 | 25.29 |
| Tuyau 8 | 167.3 | 110.1 | 5.57 | 0.59 | 3.67 |
| Tuyau 9 | 84.3 | 66 | 1.88 | 0.55 | 6.23 |
| Tuyau 10 | 333.1 | 35.2 | 1.20 | 1.23 | 63.85 |
| Tuyau 11 | 98 | 16 | 0.16 | 0.80 | 78.02 |
| Tuyau 12 | 103 | 16 | 0.17 | 0.84 | 85.50 |
| Tuyau 13 | 48.5 | 44 | 1.38 | 0.91 | 26.81 |
| Tuyau 14 | 46 | 16 | 0.08 | 0.37 | 19.31 |
| Tuyau 15 | 195.8 | 35.2 | 0.83 | 0.85 | 31.85 |
| Tuyau 16 | 229.35 | 20.4 | 0.13 | 0.40 | 15.91 |
| Tuyau 17 | 229.35 | 20.4 | 0.12 | 0.38 | 14.61 |
| Tuyau 18 | 105 | 66 | 3.11 | 0.91 | 16.00 |
| Tuyau 19 | 79.5 | 66 | 2.80 | 0.82 | 13.18 |
| Tuyau 20 | 92.6 | 16 | 0.15 | 0.75 | 70.01 |
| Tuyau 21 | 116.5 | 55.4 | 2.18 | 0.91 | 19.86 |
| Tuyau 22 | 80.9 | 16 | 0.13 | 0.66 | 54.49 |
| Tuyau 23 | 188.7 | 55.4 | 1.42 | 0.59 | 8.85 |
| Tuyau 24 | 73 | 35.2 | 0.99 | 1.02 | 44.52 |
| Tuyau 25 | 116.9 | 44 | 0.68 | 0.45 | 7.19 |
| Tuyau 26 | 52 | 16 | 0.09 | 0.42 | 24.24 |
| Tuyau 27 | 98.79 | 16 | 0.16 | 0.80 | 78.94 |

VI.11 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons procédé au dimensionnement du réseau de distribution gravitaire destiné à alimenter en eau potable les villages d'Andlou et d'El Maida. Compte tenu de la configuration topographique et de la faible densité d'urbanisation, le réseau a été conçu selon une structure ramifiée, adaptée aux zones rurales ou semi-urbaines, où la simplicité de mise en œuvre et le coût réduit sont des priorités.

L'ensemble du réseau a été modélisé et simulé à l'aide du logiciel EPANET, permettant de vérifier avec précision les paramètres hydrauliques essentiels au bon fonctionnement du système. Les résultats de la simulation ont mis en évidence les points suivants :

- Les pressions disponibles aux différents nœuds sont conformes aux normes en vigueur, assurant ainsi une desserte continue et fiable, même aux points les plus éloignés.
- Les vitesses d'écoulement dans les conduites se situent dans des plages acceptables, permettant d'éviter aussi bien les risques d'érosion que les stagnations susceptibles d'altérer la qualité de l'eau.
- Le réseau a été dimensionné avec des conduites en PEHD, sélectionnées pour leur durabilité, leur flexibilité et leur résistance à la corrosion. Les classes de pression utilisées sont PN10 et PN16, en adéquation avec les contraintes de service.
- Les diamètres intérieurs des conduites varient entre 16 mm et 141 mm, ce qui permet de répondre efficacement aux besoins hydrauliques tout en optimisant les coûts d'investissement.

conclusion générale

Cette étude a abouti à la conception d'un système complet d'alimentation en eau potable pour les villages d'Andlou et d'El Maida, en tenant compte des contraintes topographiques, des besoins démographiques à l'horizon 2055, et des exigences de continuité de service. Le projet repose sur un dimensionnement rigoureux des différents éléments du système : réservoirs de stockage, conduites d'adduction, stations de pompage et réseau de distribution.

Les réservoirs ont été dimensionnés à 200 m³ chacun, incluant une réserve d'incendie de 120 m³, tandis que les stations de pompage ont été équipées de groupes sélectionnés selon leurs rendements, avec une protection contre la cavitation vérifiée pour chaque cas. La hauteur manométrique la plus contraignante atteignait 228,6 m, absorbée par une pompe d'une puissance de 30 kW.

Le réseau de distribution gravitaire, structuré principalement en réseau ramifié, a été modélisé sous EPANET. Les résultats de simulation montrent des pressions conformes (≥ 10 mce) et des vitesses d'écoulement maîtrisées (0.5 – 1.5 m/s). Les matériaux choisis, notamment les conduites en PEHD PN10 et PN16, assurent une bonne résistance hydraulique et une longévité accrue.

Le système conçu offre ainsi une solution fiable, techniquement viable et économiquement soutenable pour sécuriser l'alimentation en eau potable à long terme, tout en étant reproductible dans des contextes similaires.

Références bibliographiques

- [1] **APC de Ghebala.** *Service technique de la commune de Ghebala, Wilaya de Jijel.*
- [2] **Agence Nationale des Ressources Hydrauliques (ANRH).** *Données hydrauliques de la Wilaya de Jijel.*
- [3] **Commune de Ghebala.** *Plan Directeur d'Aménagement et d'Urbanisme (PDAU).*
- [4] DTR-BC 2.48:03. *Classification des zones sismiques en Algérie.* Disponible sur : <https://www.dlubal.com>
- [5] **Ahsène, L.** (2015). *Alimentation en eau potable (Adduction) de la commune de Tizi N'Tleta à partir du piquage sur la conduite de transfert Koudiat Acerdoune (W. Tizi-Ouzou)* (Mémoire de fin d'étude, Master). Université Abderrahmane Mira, Béjaïa.
- [6] **Benariba, M.** (2013). *Alimentation en eau potable de la ville de Chebli (W. Blida)* (Mémoire de fin d'étude, Ingénieur d'État en Hydraulique). Université Abou Bekr Belkaïd, Tlemcen.
- [7] **Oulbani, K., &Gherbi, H.** (2018). *Dimensionnement du réseau d'alimentation en eau potable de la commune d'Ouled Sidi Brahim (W. Bordj Bou Arreridj)* (Mémoire de fin d'étude, Master). Université Abderrahmane Mira, Béjaïa.
- [8] **Alileche, D., &Derdar, N.** (2016). *Dimensionnement du réseau d'alimentation en eau potable de la commune d'Aït Bouaddou (W. Tizi-Ouzou)* (Mémoire de fin d'étude, Master). Université Abderrahmane Mira, Béjaïa.
- [9] **Bougassa, A.** *Le foncier urbain dans la petite région de Taher : Disponibilité, mobilisation et contentieux.*
- [10] **Dupont, A.** (1979). *Hydraulique urbaine – Tome II : Ouvrages de transport, d'élévation et de distribution des eaux.* Paris : Éditions Eyrolles.
- [11] **Bendahmane, I., &Oubelgha, N.** (2007). *Étude d'un système d'alimentation en eau potable* (Mémoire de fin d'étude, Université Abderrahmane Mira, Béjaïa).
- [12] **Dupont, A. (1979).** *Hydraulique urbaine – Tome II : Ouvrages de transport, élévation et distribution des eaux.* Paris : Éditions Eyrolles, 484 p.
- [13] **Ihaddandene, F., &Lefgoum, S.** (2008). *Contribution à l'étude de l'alimentation et de la réhabilitation de la chaîne d'adduction en eau potable des 16 villages des communes d'Irdjen, Larbaâ Nath Irathen et Tizi Rached à partir du barrage de Taksebt* (Thèse d'ingénieur en agronomie, Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou).
- [14] **Bennamane, M., &Trad, A.** (2020). *Restructuration du système d'alimentation en eau potable de la commune d'El-Harrach, Alger* (Mémoire de fin d'étude).

[15] **Organisation internationale de normalisation (ISO).** *Norme ISO 4427 – Systèmes de canalisations en polyéthylène (PE) pour l'alimentation en eau potable – Exigences techniques.*

[16] **Uponor.** *Guide technique – Solutions PEHD pour l'eau potable.*

[17] **Nait Ali, N., & Bouziane, C.** (2006). *Étude de l'adduction des douze villages de Toudja (W. Béjaïa)* (Mémoire de fin d'études, Université Abderrahmane Mira, Béjaïa).

[18] **Kaddour, H.** (2009). *Pompes et stations de pompage* (Cours, décembre 2009).

[19] **Arezki, H., & Bouali, F.** (2008). *Contribution à l'étude de renforcement et de réhabilitation de la chaîne AEP de la commune de Mekla à partir du barrage de Taksebt* (Thèse d'ingénieur en agronomie, Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou).

[20] **Ladouani, A.** *Pompage des fluides* (Cours polycopié).

[21] **Benradouane, N., & Bezaid, Y.** (2015). *Conception et dimensionnement d'un réseau d'alimentation en eau potable et d'un réseau d'assainissement des eaux usées pour la région d'Ali Mesbah, commune d'El Harrouch (W. Skikda)* (Mémoire de fin d'étude, Université Abderrahmane Mira, Béjaïa).

Annexe (I) : Régime de consommation des agglomérations

| Heure | Coefficient de variation maximale horaire de la consommation(K maxh) | | | | | | | | | | | |
|--------------|---|------|------|------|------|------|------|-----|------|------|------|------|
| | 1,2 | 1,25 | 1,3 | 1,35 | 1,4 | 1,45 | 1,5 | 1,7 | 1,8 | 1,9 | 2 | 2,5 |
| 0-1 | 3,5 | 3,35 | 3,2 | 3 | 2,5 | 2 | 1,5 | 1 | 0,9 | 0,85 | 0,75 | 0,6 |
| 1-2 | 3,45 | 3,25 | 3,25 | 3,2 | 2,65 | 2,1 | 1,5 | 1 | 0,9 | 0,85 | 0,75 | 0,6 |
| 2-3 | 3,45 | 3,3 | 2,9 | 2,5 | 2,2 | 1,85 | 1,5 | 1 | 0,9 | 0,85 | 1 | 1,2 |
| 3-4 | 3,4 | 3,2 | 2,9 | 2,6 | 2,25 | 1,9 | 1,5 | 1 | 1 | 1 | 1 | 2 |
| 4-5 | 3,4 | 3,25 | 3,35 | 3,5 | 3,2 | 2,85 | 2,5 | 2 | 1,35 | 2,7 | 3 | 3,5 |
| 5-6 | 3,55 | 3,4 | 3,75 | 4,1 | 3,9 | 3,7 | 3,5 | 3 | 3,85 | 4,7 | 5,5 | 3,5 |
| 6-7 | 4 | 3,85 | 4,15 | 4,5 | 4,5 | 4,5 | 4,5 | 5 | 5,2 | 5,35 | 5,5 | 4,5 |
| 7-8 | 4,4 | 4,45 | 4,65 | 4,9 | 5,1 | 5,3 | 5,5 | 6,5 | 6,2 | 5,85 | 5,5 | 10,2 |
| 8-9 | 5 | 5,20 | 5,05 | 4,9 | 5,35 | 5,8 | 6,25 | 6,5 | 5,5 | 4,5 | 3,5 | 8,8 |
| 9-10 | 4,8 | 5,05 | 5,4 | 5,6 | 5,85 | 6,05 | 6,25 | 5,5 | 5,85 | 4,2 | 3,5 | 6,5 |
| 10-11 | 4,7 | 4,85 | 4,85 | 4,9 | 5,35 | 5,8 | 6,25 | 4,5 | 5 | 5,5 | 6 | 4,1 |
| 11-12 | 4,55 | 4,6 | 4,6 | 4,7 | 5,25 | 5,7 | 6,25 | 5,5 | 6,5 | 7,5 | 8,5 | 4,1 |
| 12-13 | 4,55 | 4,6 | 4,5 | 4,4 | 4,6 | 4,8 | 5 | 7 | 7,5 | 7,9 | 8,5 | 3,5 |
| 13-14 | 4,45 | 4,55 | 4,3 | 4,1 | 4,4 | 4,7 | 5 | 7 | 6,7 | 6,35 | 6 | 3,5 |
| 14-15 | 4,6 | 4,75 | 4,4 | 4,1 | 4,6 | 5,05 | 5,5 | 5,5 | 5,35 | 5,2 | 5 | 4,7 |
| 15-16 | 4,6 | 4,7 | 4,55 | 4,4 | 4,6 | 5,3 | 6 | 4,5 | 4,65 | 4,8 | 5 | 6,2 |
| 16-17 | 4,6 | 4,65 | 4,5 | 4,3 | 4,9 | 5,45 | 6 | 5 | 4,5 | 4 | 3,5 | 10,4 |
| 17-18 | 4,3 | 4,35 | 4,25 | 4,1 | 4,6 | 5,05 | 5,5 | 6,5 | 5,5 | 4,5 | 3,5 | 9,4 |
| 18-19 | 4,35 | 4,4 | 4,45 | 4,5 | 4,7 | 4,85 | 5 | 6,5 | 6,3 | 6,2 | 6 | 7,3 |
| 19-20 | 4,25 | 4,3 | 4,4 | 4,5 | 4,5 | 4,5 | 4,5 | 5 | 5,35 | 5,7 | 6 | 1,6 |
| 20-21 | 4,25 | 4,3 | 4,4 | 4,5 | 4,4 | 4,2 | 4 | 4,5 | 5 | 5,5 | 6 | 1,6 |
| 21-22 | 4,15 | 4,2 | 4,5 | 4,8 | 4,2 | 3,6 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | 1 |
| 22-23 | 3,9 | 3,75 | 4,2 | 4,6 | 3,7 | 2,85 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 0,6 |
| 23-24 | 3,8 | 3,7 | 3,5 | 3,3 | 2,7 | 2,1 | 1,5 | 1 | 1 | 1 | 1 | 0,6 |

Annexe(2):Evolution du coefficient de singularité ξ d'une vanne à pappillon

en fonction de son degré d'ouverture

| Angle D'inclinaison du papillon θ ($^{\circ}$) | 0 | 5 | 10 | 20 | 30 | 40 | 45 | 50 | 60 | 70 | 80 |
|--|------|------|------|------|------|------|------|------|-----|-----|------|
| ξ | 0.25 | 0.25 | 0.52 | 1.54 | 3.91 | 10.8 | 18.7 | 32.6 | 118 | 751 | 1400 |

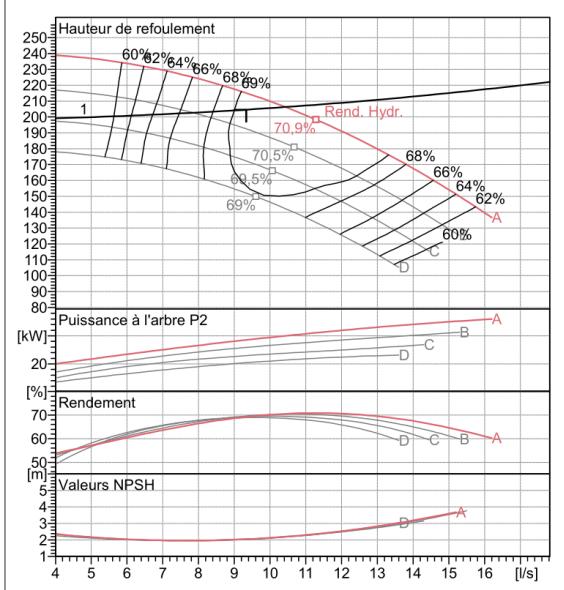
ANNEXE(3) :Les caractéristiques de la pompe HMU50-1/5A

caprari

Modena - Italy

**COMPANY
WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
—ISO 9001—**

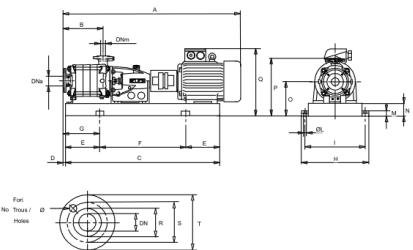
| HMU50-1/ 5A | |
|-------------------------------------|-----------------------|
| Caractéristiques requises | |
| Débit | 9,34 l/s |
| Hauteur de refoulement | 205 m |
| Fluide | Eau potable |
| Température | 290 K |
| Type d'installation | Pompe seule |
| N.be de pompes | 1 |
| Caractéristiques de la pompe | |
| Débit | 10,4 l/s |
| Hauteur de refoulement | 206 m |
| Puissance absorbée | 30 kW |
| Rendement | 70,5% |
| Hauteur manométrique H(Q=0) | 235 m |
| Orif. de refoulement | 50 mm |
| Caractéristiques moteur | |
| Fréquence | 50 Hz |
| Tension nominale | 400 V |
| Vitesse nominale | 2950 1/min |
| Nombre de pôles | 2 |
| Puissance nominale P2 | 37 kW |
| Courant nominal | - A |
| Type de moteur | 3~ |
| Classe d'isolation | F |
| Degré de protection | IP 55 |
| Limites opérationnelles | |
| Démarrages / h max. | 5 |
| Température maxi. du liquide pompé | 363 K |
| Teneur maximum en matières solides | 40 g/m ³ |
| Densité max. | 998 kg/m ³ |
| Viscosité maxi. | 1 mm ² /s |
| Caractéristiques générales | |
| Poids | 469 kg |
| Matériaux | |
| Corps de pompe | Fonte |
| Corps d'aspiration | Fonte |
| Chaise -palier | Fonte |
| Roue | Alliage de cuivre |
| Corps d'étage | Fonte |
| Chemise | Fonte |
| Arbre | Acier inox |
| Douille arbre | Acier inox |
| Roulements a billes | Acier |
| Presse-Etoupe | Fonte |
| Etoupe | Tresse graphitée |



| Caractéristiques de fonctionnement | | | | UNI/ISO 2548/C |
|------------------------------------|-------|--------|-----------|----------------|
| Q [l/s] | H [m] | P [kW] | Rend. [%] | NPSH [m] |
| 10,4 | 206 | 30 | 70,5 | 2,2 |
| | | | | |

Dimensions mm

A = 1674
B = 400
C = 1482
D = 21
E = 250
F = 982
G = 271
H = 530
I = 480
L = 20
M = 42
N = 100
O = 300
P = 500
Q = 594



Notes:

| Date 03/06/2025 | Page 1 | Offre n° | Pos.N° |
|--------------------|-----------|----------|--------|
|--------------------|-----------|----------|--------|

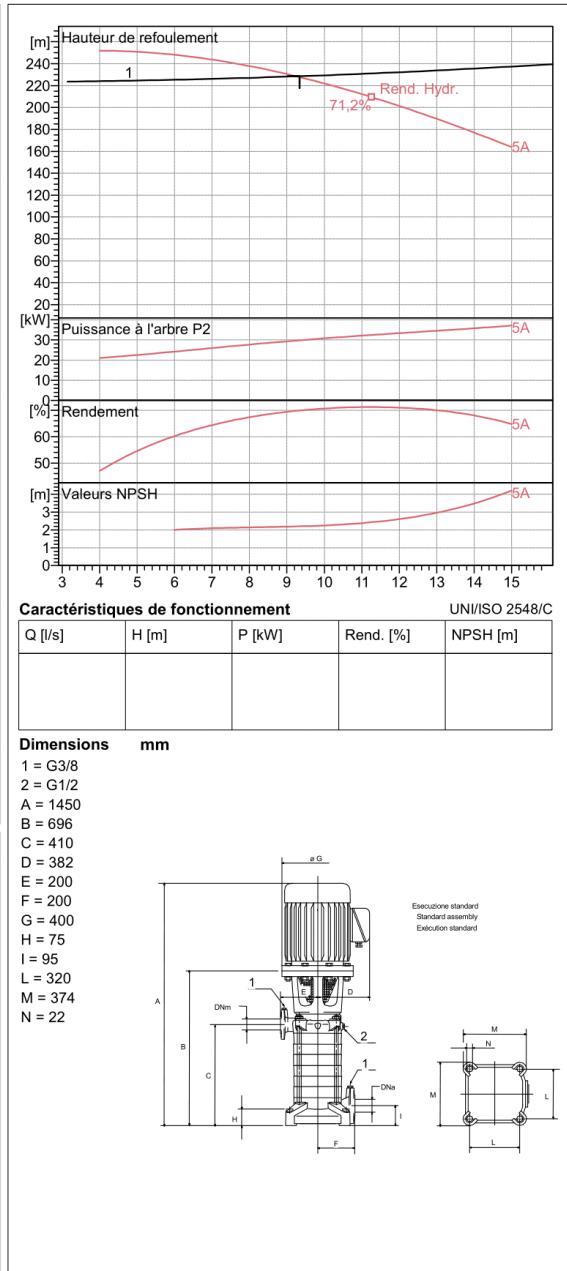
Annexe(4) : Les caractéristiques de la pompe HVU35/5A+50

caprari

Modena - Italy

COMPANY
WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
ISO 9001

| HVU35 /5A+50 | |
|-------------------------------------|-------------------|
| Caractéristiques requises | |
| Débit | 9,34 l/s |
| Hauteur de refoulement | 229 m |
| Fluide | Eau potable |
| Température | 290 K |
| Type d'installation | Pompe seule |
| N.be de pompes | 1 |
| Caractéristiques de la pompe | |
| Débit | 9,34 l/s |
| Hauteur de refoulement | 229 m |
| Puissance absorbée | 29,8 kW |
| Rendement | 69,9% |
| Hauteur manométrique H(Q=0) | 236 m |
| Orif. de refoulement | 50 mm |
| Caractéristiques moteur | |
| Fréquence | 50 Hz |
| Tension nominale | 400 V |
| Vitesse nominale | 2950 1/min |
| Nombre de pôles | 2 |
| Puissance nominale P2 | 37 kW |
| Courant nominal | - A |
| Type de moteur | 3~ |
| Classe d'isolation | F |
| Degré de protection | IP 55 |
| Limites opérationnelles | |
| Démarrages / h max. | 5 |
| Température maxi. du liquide pompé | 363 K |
| Teneur maximum en matières solides | 40 g/m³ |
| Densité max. | 998 kg/m³ |
| Viscosité maxi. | 1 mm²/s |
| Caractéristiques générales | |
| Poids | 277 kg |
| Matériaux | |
| Corps de pompe | Fonte |
| Corps d'aspiration | Fonte |
| Roue | Alliage de cuivre |
| Corps d'étage | Fonte |
| Chemise | Fonte |
| Arbre | Acier inox |
| Douille arbre | Acier inox |
| Latérne de liaison | Fonte |
| Accouplement | Acier |
| Accouplement rigide | Fonte/Acier |
| Presse-Etoape | Fonte |
| Etoape | Tresse graphitée |



Notes:

Date
03/06/2025

Page
1

Offre n°

Pos.N°

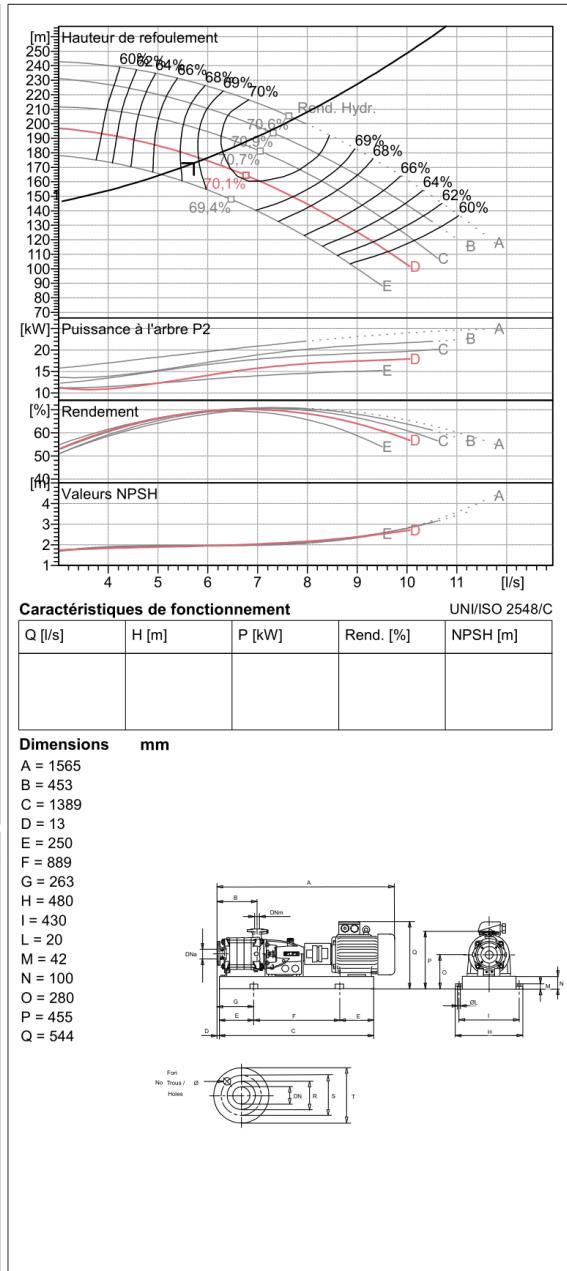
Annexe(5) : Les caractéristiques de la pompe HMU40-2/7D

caprari

Modena - Italy

COMPANY
WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
ISO 9001

| HMU40-2/ 7D | |
|-------------------------------------|-------------------|
| Caractéristiques requises | |
| Débit | 5,72 l/s |
| Hauteur de refoulement | 173 m |
| Fluide | Eau potable |
| Température | 290 K |
| Type d'installation | Pompe seule |
| N.be de pompes | 1 |
| Caractéristiques de la pompe | |
| Débit | 5,92 l/s |
| Hauteur de refoulement | 175 m |
| Puissance absorbée | 13,9 kW |
| Rendement | 69,2% |
| Hauteur manométrique H(Q=0) | 193 m |
| Orif. de refoulement | 40 mm |
| Caractéristiques moteur | |
| Fréquence | 50 Hz |
| Tension nominale | 400 V |
| Vitesse nominale | 2950 1/min |
| Nombre de pôles | 2 |
| Puissance nominale P2 | 22 kW |
| Courant nominal | - A |
| Type de moteur | 3~ |
| Classe d'isolation | F |
| Degré de protection | IP 55 |
| Limites opérationnelles | |
| Démarrages / h max. | 10 |
| Température maxi. du liquide pompé | 363 K |
| Teneur maximum en matières solides | 40 g/m³ |
| Densité max. | 998 kg/m³ |
| Viscosité maxi. | 1 mm²/s |
| Caractéristiques générales | |
| Poids | 336 kg |
| Matériaux | |
| Corps de pompe | Fonte |
| Corps d'aspiration | Fonte |
| Chaise -palier | Fonte |
| Roue | Alliage de cuivre |
| Corps d'étage | Fonte |
| Chemise | Fonte |
| Arbre | Acier inox |
| Douille arbre | Acier inox |
| Roulements a billes | Acier |
| Presse-Etoupe | Fonte |
| Etoupe | Tresse graphitée |



الملخص

يهدف مشروعنا إلى دراسة تزويد منطقتي المايدة وأندلو التابعين لبلدية غبالة بالمياه الصالحة للشرب، وهما منطقتان تعانيان من نقص حاد في التزود بالمياه. سيتم تأمين الإمداد انطلاقاً من مياه سد بوسيابة، الواقعة ضمن إقليم ولاية جيجل. يهدف هذا المشروع إلى تصميم نظام مستدام لتوفير المياه الصالحة للشرب حتى سنة 2055، وذلك لتلبية الاحتياجات الكمية وال النوعية للسكان. ومن أجل ضمان الجدوى التقنية والاقتصادية، لا بد من تصميم شبكات فعالة لنقل وتوزيع المياه. يركز هذا البحث على دراسة وتصميم شبكات الضخ، الخزانات، النقل والتوزيع، مع مراعاة المعايير التقنية والطبوغرافية والاقتصادية.

الكلمات المفتاحية: تزويد بالمياه الصالحة للشرب، سد، محطة الضخ، الخزانات، النقل، التوزيع

Résumé

Notre projet vise à étudier l'alimentation en eau potable des villages El Maida et Andlou, situés dans la commune de Ghebala, wilaya de Jijel, qui souffrent d'un manque important en eau. L'approvisionnement en eau sera assuré à partir des ressources disponibles au niveau du barrage de Boussiaba. L'objectif de cette étude est de concevoir un système durable d'alimentation en eau potable à l'horizon 2055, afin de répondre aux besoins quantitatifs et qualitatifs des habitants. Pour garantir la viabilité technico-économique du projet, il est nécessaire de mettre en place des réseaux performants d'adduction, de stockage et de distribution. Ce mémoire se concentre sur la conception des stations de pompage, des réservoirs, des conduites d'adduction et des réseaux de distribution, en tenant compte des critères techniques, topographiques et économiques.

Mots clés : alimentation en eau potable, barrage, station de pompage, réservoirs, adduction, distribution.

Summary

Our project aims to study the drinking water supply system for the villages of El Maida and Andlou, located in the municipality of Ghebala, Jijel province, which are experiencing a significant water shortage. The water supply will be sourced from the Boussiaba dam. The objective of this study is to design a sustainable drinking water system by the year 2055 to meet the quantitative and qualitative needs of the population. To ensure technical and economic feasibility, it is essential to develop efficient systems for pumping, storage, conveyance, and distribution. This dissertation focuses on the design of pumping stations, reservoirs, transmission pipes, and distribution networks, based on technical, topographic, and economic criteria.

Keywords: drinking water supply, dam, pumping station, reservoirs, conveyance, distribution.