

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Abderrahmane MIRA de Bejaia



Faculté de Technologie
Département d'**Hydraulique**
Laboratoire de Recherche en **Hydraulique** Appliquée et Environnement (LRHAE)

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

Présenté par :

M^r: MAOUCHE NAIM
M^r: MERZOUK MENAD

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

Option : **HYDRAULIQUE URBAINE**

INTITULE:

ETUDE D'AEP DES COMMUNES HAKIMIA ET HADJERA ZERGA, WILAYA DE BOUIRA

Soutenu le 08/10/2020 devant le jury composé de :

- Président : M^r **BERREKSI Ali**
- Promoteur : M^r **HAMMOUCHE Abderrahmane**
- Examineur : M^r **BEDJOU Abdelhamid**

Année universitaire: 2019/2020

Remerciements

En premier lieu, nous remercions Dieu le tout puissant, de nous avoir donné le courage, la volonté et la patience pour mener ce modeste travail à terme.

Nous avons l'honneur et le plaisir de présenter notre profonde gratitude et nos sincères remerciements à notre encadreur **M^r HAMMOUCHE.A**. Pour son aide et son orientation et le temps qu'il nous accordé pour notre encadrement.

On remercie également tous les enseignants du département d'hydraulique qui ont contribués à notre formation.

On remercie également le directeur de la direction des ressources en eau de la wilaya de BOUIRA. Pour nous avoir accueillis au sein de la direction et de nous avoir fournis tout les moyens nécessaires pour la réalisation de ce présent travail.

Nous tenons aussi à remercier les membres de jury d'avoir accepté de jurer ce modeste travail.

Nous remercions très chaleureusement toutes les personnes ayant contribués de près où de loin à la réalisation de ce travail.

Naim et Menad.



☆ Dédicaces ☆

Je dédie ce modeste travail en signe de respect et de reconnaissance à :

Mes chers parents, qui m'ont soutenu durant toutes
ces années de formation.

A ma sœur **NAWEL**

A mon frère **NABIL**

A mon très cher ami et binôme **MENAD** et sa famille

A tous mes très chers amis en particulier :

HICHAM, AGHILAS, NABIL, HAKIM, SOFIANE, LYES



☆ Dédicaces ☆

Je dédie ce modeste travail en signe de respect et de reconnaissance à :

Mes chers parents, qui m'ont soutenu durant toutes
ces années de formation.

A mes deux petites sœurs **TIZIRI** et **TASSADITH**

A mon petit frère **YAZID**

ET surtout à ma défunte **MAMAN** que j'aurais aimée qu'elle soit avec moi.

A mon très chère ami et binôme **NAIM** et sa famille

A tous mes très chers amis en particulier :

ABDENNOUR , MAKHLOUF , ASSIREM , HAKIM , AGHILES , ANIS

Sommaire

Introduction générale	1
Chapitre I : Présentation de la zone d'étude	
Introduction	2
I.1 Présentation du site	2
I.1.1 Situation administratives	2
I.1.2 Situation, géographique et topographique	3
I.1.3 Pluviométrie, géologie et hydrographie.....	3
I.1.4 Recensement de la population hydraulique et des ouvrages hydraulique.....	4
I.1.4.1 Population actuelle	4
I.1.4.2 Recensement des ouvrages hydrauliques.....	4
Conclusion	6
Chapitre II : Estimation des besoins en eau	
Introduction.....	7
II.1 Situation géographique en 2013.....	7
II.2 Evolution de la population.....	7
II.3 La norme de consommation.....	9
II.4 Les équipements existants.....	9
II.5 Estimations des besoins en eau potables.....	9
II.5.1 Besoins pour usage pour usage domestique.....	10
II.5.2 Besoins des équipements.....	10
II.5.3 Estimation des besoins en eau en tenant compte des pertes.....	12
II.5.4 Etude de la variation de la consommation journalière.....	12
II.5.4.1 Consommation maximale journalière.....	12
II.5.4.2 Consommation minimale journalière.....	12
II.5.5 Variation de la consommation horaire.....	13
II.5.5.1 Consommation maximale horaire.....	13
II.5.5.2 Consommation minimale horaire.....	14
II.5.6 Calcul du déficit en eau	16
Conclusion.....	16
Chapitre III : Réservoirs	
Introduction	17
III.1 Généralités sur les réservoirs.....	17
III.1.1 Définition	17
III.1.2 Principale fonction d'un réservoir.....	17
III.1.2.1 Du point de vue technique.....	17
III.1.2.2 Du point de vue économique.....	17
III.1.3 Classification des réservoirs.....	17
III.1.3.1 Classification selon le matériau de construction.....	17
III.1.3.2 Classification selon la situation des lieux.....	18
III.1.3.3 Classification selon la forme.....	18
III.1.3.4 Classification selon l'utilisation	18
III.1.4 Emplacement des réservoirs.....	18
III.2 Les exigences principales à satisfaire pour les réservoirs.....	18
III.2.1 La durabilité.....	18
III.2.2 Etanchéité.....	19
III.2.3 La résistance.....	19

III.2.4	Entretien de l'ouvrage.....	19
III.3	Choix du réservoir.....	19
III.4	Equipement du réservoir.....	20
III.4.1	Conduite d'arrivée ou d'alimentation.....	20
III.4.1.1	Par le haut.....	20
III.4.1.2	Par le bas.....	20
III.4.2	Conduite de départ ou de distribution.....	20
III.4.3	Conduite de trop plein.....	21
III.4.4	Conduite de vidange.....	21
III.4.5	Conduite de by-pass.....	21
III.4.6	Matérialisation de la réserve d'incendie.....	22
III.4.6.1	Systèmes à deux prises.....	22
III.4.6.2	Systèmes à siphon.....	22
III.5	Détermination de la capacité d'un réservoir.....	23
III.5.1	Principal de calcul.....	23
III.5.1.1	Méthode analytique.....	23
III.5.1.2	Calcul des résidus P_{max}	24
III.5.1.3	Le volume total d'un réservoir.....	24
III.5.1.4	Calcul du diamètre.....	24
III.5.1.5	Calcul de la hauteur de l'incendie.....	25
III.5.1.6	Calcul de la hauteur d'eau disponible (à desservir).....	25
III.5.1.7	La station de reprise.....	25
III.6	Description du schéma des réservoirs.....	25
III.7	Détermination de la capacité des réservoirs.....	27
III.7.1	Dimensionnement de la station de reprise SR1 (Hakimia).....	27
III.7.2	Dimensionnement du réservoir R1 (Hakimia).....	28
III.7.3	Dimensionnement de SR _{bâche} (Sidi Daoud).....	29
III.7.4	Dimensionnement de réservoir R2 (Meqnine).....	29
III.7.5	Dimensionnement de réservoir R3.....	31
III.7.6	Dimensionnement de réservoir R4 (Hadjera Zerga).....	31
III.7.7	Dimensionnement de réservoir R5 (Trairicha).....	32
III.7.8	Dimensionnement du réservoir R6.....	33
III.7.9	Dimensionnement du réservoir R7 (Sidi Aissa).....	34
III.7.10	Dimensionnement du réservoir R8 (Zaouiet Belamouri).....	35
Conclusion	36

Chapitre IV : Etude de l'adduction

Introduction	37
IV.1	Types d'adduction.....	37
IV.1.1	Adduction par refoulement.....	37
IV.1.2	Adduction gravitaire.....	37
IV.1.3	Adduction mixte.....	37
IV.2	Quelques notions sur l'adduction.....	37
IV.2.1	Choix du tracé.....	37
IV.2.2	Choix du type des conduites.....	38
IV.2.2.1	Partie refoulement.....	38
IV.2.2.2	Partie gravitaire.....	38
IV.2.3	Profil en long d'une adduction.....	39
IV.2.4	La ligne piézométrique.....	39
IV.3	Etude technico-économique des conduites.....	39
IV.3.1	Calcul du diamètre économique.....	39

IV.3.1.1	Dimensionnement des conduites.....	39
IV.3.1.2	Méthode de calcul.....	39
IV.3.2	Calcul de la vitesse.....	40
IV.3.3	Calcul des pertes de charge.....	40
IV.3.3.1	Les pertes de charges linéaires.....	40
IV.3.3.2	Les pertes de charges singulières.....	41
IV.3.3.3	Les pertes de charges totales.....	42
IV.3.4	Détermination de la hauteur manométrique.....	42
IV.3.5	Puissance absorbée par la pompe.....	42
IV.3.6	Energie consommée par la pompe.....	42
IV.3.7	Frais d'exploitation.....	42
IV.3.8	Frais d'amortissement.....	43
IV.3.9	Calcul du bilan.....	43
IV.4	Les équipements de l'adduction.....	43
IV.4.1	La vanne de sectionnement.....	43
IV.4.1.1	Les robinets vanne à opercule.....	43
IV.4.1.2	Les vanne à papillon.....	44
IV.4.1.3	La vidange.....	44
IV.4.2	Ventouse.....	44
IV.4.3	Les clapets anti retour.....	45
IV.4.4	Crépine.....	45
IV.5	Description du schéma d'adduction.....	45
IV.6	Dimensionnement des différents tronçons d'adduction.....	46
IV.6.1	Dimensionnement de l'adduction (partie refoulement).....	46
IV.6.1.1	Tronçon R – SR1.....	46
IV.6.1.2	Tronçon SR1 – R1.....	47
IV.6.1.3	Tronçon SR2 – R2.....	48
IV.6.2	Dimensionnement de l'adduction (partie gravitaire).....	49
IV.6.2.1	Tronçon R1 – SR _{bâche}	49
IV.6.2.2	Tronçon R1 – R3.....	51
IV.6.2.3	Tronçon R3 – PR.....	52
IV.6.2.4	Tronçon R9 (forage) – point de raccordement (PR).....	53
IV.6.2.5	Tronçon PR – R4.....	54
IV.6.2.6	Tronçon R4 – R5.....	55
IV.6.2.7	Tronçon R5 – R6.....	56
IV.6.2.8	Tronçon R6 – R7.....	57
IV.6.2.9	Tronçon R6 – R8.....	58
IV.7	Récapitulatifs des résultats.....	60
Conclusion	62

Chapitre V : Etude du pompage

Introduction	63
V.1	Définition.....	63
V.2	Couplage des pompes.....	63
V.3	Classification des pompes.....	63
V.3.1	Pompes volumétriques.....	63
V.3.2	Turbos pompes.....	63
V.4	Choix du type de pompe.....	64
V.5	Choix du nombre de pompe.....	64
V.6	Caractéristiques hydrauliques des pompes centrifuges.....	64
V.6.1	hauteur manométriques.....	64

V.6.2	La vitesse de rotation	65
V.6.3	La puissance.....	65
V.6.3.1	La puissance absorbée par la pompe.....	65
V.6.3.2	La puissance hydraulique ou la puissance utile.....	65
V.6.4	Le rendement.....	65
V.7	Courbes caractéristiques des pompes centrifuges.....	66
V.8	Le point de fonctionnement d'une pompe centrifuge.....	66
V.8.1	Recherche de la réalisation du point de fonctionnement d'une pompe	66
V.8.1.1	Modification du temps de pompage	66
V.8.1.2	Vannage.....	67
V.8.1.3	Rognage de la roue.....	67
V.8.1.4	Variation de la vitesse de rotation.....	67
V.9	Etude de la cavitation.....	68
V.10	Choix du type de pompe.....	70
V.10.1	Tronçon R – SR1.....	70
V.10.2	Tronçon SR1 – R1.....	72
V.10.3	Tronçon SR2 – R2.....	75
Conclusion	78

Chapitre VI : Pose et protection des conduites

Introduction.....	79
VI.1 Théorie du coup de bélier.....	79
VI.1.1 Définition du coup de bélier.....	79
VI.1.2 Causes du coup de bélier.....	79
VI.1.3 Moyens de protection contre le coup de bélier	79
VI.1.3.1 Les soupapes de décharges.....	80
VI.1.3.2 Les ventouses.....	80
VI.1.3.3 Les réservoirs d'air	80
VI.1.3.4 Les cheminés d'équilibre.....	80
VI.2 Etudes du coup de bélier.....	80
VI.2.1 La valeur du coup de bélier.....	81
VI.2.1.1 1 ^{er} cas : fermeture brusque.....	81
VI.2.1.2 2 ^{ème} cas : fermeture lente.....	82
VI.3 Calcul du coup de bélier pour les différents tronçons.....	82
VI.3.1 Calcul du coup de bélier pour les différents tronçons du coup de bélier de refoulement.....	82
VI.4 Pose des canalisations.....	82
VI.4.1 Le principe de pose des canalisations.....	83
VI.4.2 Exécution et aménagement de la tranchée	84
VI.4.3 Les actions reçues par les conduites.....	85
VI.4.4 Stabilisation de la canalisation.....	85
Conclusion.....	86
Conclusion générale	87
Références bibliographiques	89

Liste des tableaux

Tableau (I.1) : Tableau de répartition de la population en 2020	4
Tableau (I.2) : Inventaire et caractéristiques de la ressource mobilisée.....	4
Tableau (I.3) : Caractéristiques des ouvrages de stockage existants.....	5
Tableau (II.1) : Nombre d’habitants par commune pour l’année 2013.....	7
Tableau (II.2) : Evaluation de la population aux différents horizons.....	8
Tableau (II.3) : Infrastructure administratives existantes.....	9
Tableau (II.4) : Besoins domestiques moyennes de la zone d’études pour différentes horizons.....	10
Tableau (II.5) : Besoin de divers équipements des deux communes.....	10
Tableau (II.6) : Consommation moyenne journalière totale.....	11
Tableau (II.7) : Recapitulations des besoins en eau en tenant compte des pertes.....	12
Tableau (II.8) : Les consommations maximales et minimales journalières.....	13
Tableau (II.9) : β_{\max} en fonction du nombre d’habitants.....	14
Tableau (II.10) : Valeurs de $K_{\max,h}$ de chaque village.....	14
Tableau (II.11) : β_{\min} en fonction du nombre d’habitants.....	14
Tableau (II.12) : Valeurs de $K_{\min,h}$ des deux communes.....	15
Tableau (II.13) : Consommations maximales et minimales horaires.....	15
Tableau (II.14) : La production actuelle de la ressource mobilisée.....	16
Tableau (II.15) : Bilan (ressources-besoins).....	16
Tableau (III.1) : Détermination de la capacité de la station de reprise (Hakimia).....	27
Tableau (III.2) : Détermination de la capacité du réservoir R1 (Hakimia)	28
Tableau (III.3) : Détermination de la capacité du réservoir R2 (Meqnine).....	29
Tableau (III.4) : Détermination de la capacité du réservoir R3	31
Tableau (III.5) : Détermination de la capacité du réservoir R4 (Hadjera Zerga)	31
Tableau (III.6) : Détermination de la capacité du réservoir R5 (Trairicha).....	32
Tableau (III.7) Détermination de la capacité du réservoir R7 (Sidi Aissa).....	34
Tableau (III.8) Détermination de la capacité du réservoir R8 (Zaouiet Belamouri).....	35

Tableau (IV.1) : Calcul de la Hmt du tronçon R — SR1	46
Tableau (IV.2) : Calcul des frais d'exploitation du tronçon R – SR1.....	46
Tableau (IV.3) : Calcul des frais d'amortissement du tronçon R – SR1.....	46
Tableau (IV.4) : Calcul du bilan du tronçon R – SR1.....	47
Tableau (IV.5) : Calcul du Hmt du tronçon SR1 – R1.....	47
Tableau (IV.6) : Calcul des frais d'exploitation du tronçon SR1 – R1.....	47
Tableau (IV.7) : Calcul des frais d'amortissement du tronçon SR1 – R1.....	48
Tableau (IV.8) : Calcul du bilan du tronçon SR1 – R1.....	48
Tableau (IV.9) : Calcul du Hmt du tronçon SR2 – R2.....	48
Tableau (IV.10) : Calcul des frais d'exploitation du tronçon SR – R2.....	49
Tableau (IV.11) : Calcul des frais d'amortissement du tronçon SR – R2.....	49
Tableau (IV.12) : Calcul du bilan du tronçon SR – R2.....	49
Tableau (IV.13) : Calcul des pertes de charges totales Δh_t (m) du tronçon R1 – SR2.....	50
Tableau (IV.14) : Evolution du coefficient de pertes de charge d'une à papillon en fonction de son degré d'ouverture.....	50
Tableau (IV.15) : Calcul des pertes de charges totales Δh_t (m) du tronçon R1 – R3.....	51
Tableau (IV.16) : Calcul des pertes de charges totales Δh_t (m) du tronçon R3 – PR.....	52
Tableau (IV.17) : Calcul des pertes de charges totales Δh_t (m) du tronçon R9- PR.....	54
Tableau (IV.18) : Calcul des pertes de charges totales Δh_t (m) du tronçon PR – R4.....	55
Tableau (IV.19) : Calcul des pertes de charges totales Δh_t (m) du tronçon R4 – R5.....	56
Tableau (IV.20) : Calcul des pertes de charges totales Δh_t (m) du tronçon R5 – R6.....	57
Tableau (IV.21) : Calcul des pertes de charges totales Δh_t (m) du tronçon R6 – R7.....	58
Tableau (IV.22) : Calcul des pertes de charges totales Δh_t (m) du tronçon R6 – R8.....	59
Tableau (V.1) : Tension de vapeur d'eau pompée en fonction de la température.....	69
Tableau (V.2) : Les caractéristiques du tronçon R – SR1.....	70
Tableau (V.3) : Les caractéristiques du tronçon SR1 – R1.....	72
Tableau (V.4) : Les caractéristiques du tronçon SR2 – R2.....	75
Tableau (VI.1) : Calcul de la valeur maximale du coup de bélier.....	82
Tableau (VI.2) : Les différents matériaux.....	85

Liste des figures

Figure (I.1): Situation géographique des communes Hakimia et Hadjera Zerga	3
Figure (II.1): Evolution de la population.....	8
Figure (III.1): Coupe transversale d'un réservoir semi-enterré.....	19
Figure (III.2): Conduite de départ.....	20
Figure (III.3): Conduite de trop-plein.....	21
Figure (III.4): Conduite de vidange.....	21
Figure (III.5): Conduite de by-pass.....	22
Figure (III.6): Système d'incendie.....	23
Figure (III.7): Schéma général des réservoirs.....	26
Figure (IV.1): Vanne à opercule.....	44
Figure (IV.2): Vanne à papillon.....	44
Figure (IV.3): Ventouse.....	45
Figure (IV.4): Clapet anti retour.....	45
Figure (IV.5): Evolution du coefficient de pertes de charge d'une à papillon en fonction..... de son degré d'ouverture.....	51
Figure (IV.6) Schéma général d'adduction	61
Figure (V.1): Courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge.....	66
Figure (V.2): Cas d'aspiration en charge.....	68
Figure (V.3): Cas d'aspiration en dépression.....	69
Figure (V.4): Courbe caractéristique de $(NPSH)_r$ et $(NPSH)_d$	69
Figure (V.5): Courbe caractéristique de la pompe (R – SR1).....	70
Figure (V.6): Courbe caractéristique de la pompe (SR1 – R1).....	73
Figure (V.7): Courbe caractéristique de la pompe (SR2 – R2).....	76
Figure (VI.1): Pose de la conduite en tranchée.....	84
Figure (VI.2): Quelques types de butée.....	85

Liste des symboles

- A : Amortissement annuel
 a : Célérité de l'onde en (m/s)
 B: Valeur du coup de bélier en (m)
 B_L : Bilan (DA)
 Ca : La cote de plan d'aspiration en (m)
 Cp : Cote de l'axe de la pompe en (m)
 CR : Cote du radier en (m)
 CSR1 : Cote de la station de reprise 1
 CSR2 : Cote de la station de reprise 2
 CR1 : Cote du trop-plein du réservoir 1
 CR2 : Cote du trop-plein du réservoir 2
 CR3 : Cote du trop plein du réservoir 3
 CR4 : Cote du trop plein du réservoir 4
 CR5 : Cote du trop-plein du réservoir 5
 CR6 : Cote du trop plein du réservoir 6
 CR7 : Cote du trop plein du réservoir 7
 CR8 : Cote de trop plein du réservoir 8
 CRRF : Cote du radier du réservoir 9 (Forage)
 CPR : Cote du point de raccordement.
 C_{R bâche} : cote de trop plein de la bâche à eau
 D : Diamètre de la conduite (m)
 DBONNIN : Diamètre de Bonnin en (mm)
 DBRESS : Diamètre de Bresse en (mm)
 D_{ext}: Diamètre extérieur de la conduite (mm)
 D_{int}: Diamètre intérieur de la conduite (mm)
 D_{max}: Diamètre maximal de la conduite en (m)
 D_{min}: Diamètre minimal de la conduite en (m)
 dot : Dotation de consommation en (l/j.hab)
 E : Energie consommée par la pompe en (kwh)
 e : Epaisseur de la conduite en (mm)
 e' : Prix unitaire du Kwh. Fixé par la SONEGAS (4.67DA)
 F_{am} : Frais d'amortissement (DA)
 F_{exp}: Frais d'exploitation (DA)
 g : Accélération de la pesanteur (9.81 m/s²)
 H : Hauteur utile optimale d'eau (m)
 H_a : Hauteur d'aspiration en (m)
 H_d: Hauteur de dépression en (m)
 H_g : La hauteur géométrique en (m)
 H_{mt}: La hauteur manométrique totale en (m)
 H_{inc} : hauteur d'eau d'incendie (m)
 H_s: La hauteur de surpression en (m)
 H₀ : Pression absolue de la conduite
 H' : La distance entre le point désiré et l'intersection de la verticale
 h : Perte de charge engendrée par le vannage en (m)
 i : Taux d'annuité =8%
 J_{asp}: Pertes de charge à l'aspiration en (m)
 J_i : Pertes de charge du tronçon i en (m)
 J_l: Perte de charge linéaire en (m/m)
 J_{ref}: Pertes de charge au refoulement en (m)
 J_s: Pertes de charge singulière en (m)

J_t : Pertes de charge totale en (m)
 K : Rugosité absolue (mm)
 K_c : Coefficient dépendant de la nature de la conduite
 $K_{max,h}$: Coefficient de consommation maximale horaire
 $K_{max,j}$: Coefficient de variation journalière maximale
 L : Longueur de la conduite en (m)
 L_i : Longueur du tronçon concerné en (m)
 m : Coefficient de rognage
 N : Vitesse de rotation en (tr/min)
 N_i : Nombre de consommateur
 $NPSH_d$: Charge nette d'aspiration disponible en (m)
 $NPSH_r$: Charge nette d'aspiration requise en (m)
 n : Nombre d'années sur lequel s'effectuera l'amortissement
 n_i : Nombre d'années séparant l'année 2013 et l'horizon projeté
 P : Pourcentage horaire en (%)
 P_a : Puissance absorbée par la pompe en (KW)
 P_n : Nombre d'habitants dans n années
 P_{max} : Résidu maximum (%)
 P_u : Prix unitaire de la conduite (DA/ml)
 P_0 : Nombre d'habitants actuel
 Q : Débit refoulé par la pompe (m^3/s)
 $Q_{max,j}$: Consommation maximale journalière (m^3/j)
 $Q_{moy,h}$: Débit moyen horaire en (m^3/j)
 $Q_{moy,j}$: Débit moyen journalier (m^3/j)
 $Q_{moy,maj,j}$: Débit moyen journalier majoré en (m^3/j)
 R : Le coefficient qui caractérise la résistance de la conduite
 Re : Nombre de Reynolds
 R^+_{max} : Résidu maximum positif en (%)
 R^-_{max} : Résidu maximum négatif en (%)
 R : Réservoir de Sour El Gozlan
 R_1 : Réservoir de Hakimia
 R_2 : Réservoir Meqnine
 R_3 : Réservoir de Hakimia
 R_4 : Réservoir de Hadjra Zerga
 R_5 : Réservoir de Trairicha
 R_6 : Réservoir de Zaouiet Belamouri
 R_7 : Réservoir de Sidi Aissa
 R_8 : Réservoir de Zaouiet Belamouri
 R_9 : Réservoir du forage de Hakimia
 $SR_{b\grave{a}che}$: b\^ache \^a eau
 r : Pourcentage de rognage en (%)
 S : Surface du planché de l'équipement en (m^2)
 S_e : Section du réservoir en (m^2)
 SR : station de reprise
 T : Température en degré ($^{\circ}C$)
 T_{moy} : Température moyenne en $^{\circ}C$
 T_p : Nombre d'heure de pompage (20h)
 h_v : Tension de vapeur maximale que l'eau peut supporter à une température
 t : Temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge en (h)
 T_{max} : Température maximale en $^{\circ}C$

T_{min} : Température minimale en °C
 V : Vitesse d'écoulement en (m/s)
 V_{inc} : Volume de la réserve d'incendie (m^3)
 V_n : Capacité normalisée du réservoir (m^3)
 V_r : Volume de régularisation du réservoir (m^3)
 V_t : Volume total du réservoir (m^3)
 α_{max} : Coefficient qui dépend du niveau de vie et du confort
 β_{max} : Coefficient qui dépend du nombre d'habitant
 λ : Coefficient de perte de charge linéaire
 τ : Taux d'accroissement de la population (%)
 ν : Viscosité cinématique de l'eau (m^2/s)
 η : Rendement de la pompe en (%)
 Θ : Angle d'ouverture de la vanne papillon
 ε : Coefficient d'ouverture de la vanne

Introduction générale

Introduction générale

Que ce soit pour l'homme, les plantes ou les animaux, l'eau joue un rôle déterminant pour la vie sur terre !

On la surnomme l'or bleu parce qu'il est indispensable pour le corps humain, pour la fabrication des matières premières mais aussi dans la course aux énergies. Il constitue un enjeu majeur dans les rapports géopolitiques et fait l'objet de nombreux conflits dans le monde. Il faut prendre conscience de l'importance de gérer de façon durable cette ressource trop souvent considérée comme inépuisable et saisir l'importance de préserver ce bien précieux.

A cet égard, il est impératif de concevoir un système de protection de cette ressource et un système judicieux d'adduction, de stockage et de distribution afin de satisfaire la demande et de pallier aux pertes.

Dans ce sens, en particulier dans la wilaya de Bouira, exactement dans les communes de Hakimia et Hadjera Zerga; la population des deux communes est majoritairement alimentée à partir des sources captées, ou à partir de forages et de puits.

Dans l'ensemble, les deux communes accusent un déficit très important en matière d'alimentation en eau potable. La collectivité locale a déployé plusieurs efforts pour l'exploitation des ressources souterraines en l'occurrence la réalisation des forages, seulement les résultats ne sont pas ceux escomptés et plusieurs tentatives sont soldées par des échecs.

Pour y remédier à cette situation qui perdure et qui entrave le développement de la wilaya, la direction des ressources en eau de la wilaya de Bouira a engagé l'étude et la mise en place d'un système de transfert d'eau à partir du barrage de Koudiat Acerdoune vers la zone Sud de la wilaya où se trouvent ces deux communes.

L'objectif est de satisfaire quantitativement et qualitativement les besoins en eau des consommateurs que se soit à court ou à long terme et de faire un dimensionnement technico-économique du réseau.

L'étude s'articule sur six chapitres et se présente comme suit :

- ✓ 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 eaux domestiques et d'équipements pour un horizon d'étude de 30 ans ;
- ✓ Le troisième chapitre abordera la conception et le dimensionnement des ouvrages de stockage (réservoirs) ;
- ✓ Le quatrième chapitre est réservé à la présentation du système d'adduction, autrement dit l'acheminement de l'eau depuis la source jusqu'aux différents points de stockage.
Par la suite, l'étude technico-économique nous permettra de choisir les diamètres optimaux des conduites d'adduction ;
- ✓ En ce qui concerne le cinquième chapitre, nous allons faire le choix des pompes à utiliser en tenant compte de celles qui donnent le meilleur rendement. Ce choix se fera à l'aide du catalogue Caprari ;
- ✓ Quant au dernier chapitre, nous allons étudier le phénomène du coup de bélier et utiliser les moyens de protection qui s'imposent si c'est nécessaire.

Chapitre I :
Présentation de la zone
d'étude

Introduction

Avant tout projet d'alimentation en eau potable, l'étude du site est nécessaire pour connaître toutes les caractéristiques du lieu et les facteurs qui influent sur la conception du projet. Parmi ces facteurs, nous citons : les données de base et la connaissance détaillée des lieux, comme la géologie et la topographie du site, qui nous permettrons de prendre les dispositions nécessaires lors de la réalisation des travaux.

I.1 présentation du site

I.1.1 situation administratives

La commune Hakimia

Elle a été érigée en commune de plein exercice suite au découpage administratif de 1984.

La commune de Hakimia est limitée :

- Au Nord par la commune de Hachimia
- A l'Est par la commune de Bordj Okhriss
- Au Sud par la communes Dirah
- A l'Ouest par les communes de Sour El Ghozlane

La commune de Hakimia dépend de la daïra de Sour El Ghozlane.

La commune Hadjera Zerga

Elle a été érigée en commune de plein exercice suite au découpage administratif de 1984.

La commune de Hadjera Zerga est limitée :

- Au Nord par la commune de Hakimia
- A l'Est par les communes de Bordj Okhriss et de Taguedit
- Au Sud par la wilaya de M'sila
- A l'Ouest par les commune de Dirah et Sidi Aissa (M'sila)

La commune de Hadjera Zerga dépend de la daïra de Bordj Okhriss.

La délimitation des zones d'études est représentée dans la figure (I.1) suivante :



Figure (I.1) : Situation géographique des communes Hakimia et Hadjera Zerga

I.1.2 Situation géographique et topographique

Les communes de sont situées au Sud de la wilaya de Bouira, l'altitude varie de 730 m à 1415 m. Le territoire vaste de ces deux communes est constitué d'un relief formé de [1] :

- 20% de montagne.
- 40% de collines et piémont.
- 30% de plaines et de plateaux.
- 10% autres.

I.1.3 Pluviométrie, géologie et hydrographie

La moyenne des précipitations annuelles est de l'ordre de 400 mm/an avec une concentration durant la période allant du mois d'octobre au mois de janvier [1].

Le territoire des deux communes est géologiquement stable.

Plusieurs Oueds traversent le territoire des deux communes, qui sont des oueds d'écoulement non permanent dont le régime hydraulique est très irrégulier.

I.1.4 Recensement de la population et des ouvrages hydrauliques

I.1.4.1 Population actuelle

Le nombre d'habitants de la population actuelle qui occupe la zone de l'étude, est repris dans le tableau suivant [1] :

Tableau(I.1) tableau de répartition de la population en 2020

Commune	Nombre d'habitants Année de référence 2020
Hakimia	2790
Hadjera Zerga	4593

I.1.4.2 Recensement des ouvrages hydrauliques

a) Ressources hydriques de la zone d'études

La zone d'étude qui est très vaste, est, dans sa majorité, pauvre en ressources hydriques. Les quelques émergences captées dans certaines régions des deux communes ne sont pas du tout en mesure de satisfaire les besoins des populations. Donc la ressource hydrique dans les communes de Hakimia et Hadjera Zerga, demeure rare et insuffisante [1].

b) Ressources mobilisées

Les eaux mobilisées actuellement dans la zone de l'étude, proviennent soit des sources, soit des forages ou des puits.

L'enquête que nous avons menée auprès des services des subdivisions des ressources en eau nous a permis de recenser les ressources mobilisées présentées dans le tableau (I.2) suivant:

Tableau (I.2) inventaire et caractéristiques de la ressource mobilisée

Commune	Dénomination de la ressource	Destination Zone desservie	Débit mobilisé (l/s)	Débit exploité (l/s)	OBS
Hakimia	Forage ACL Hakimia	A C L	2	1.5	
	Forage Assila	A C L	1.0	1.0	
	Puits Draa Laarache	Draa Laarache	1.01		
	Puits Nouiouat	Nouiouat	0.3		
	Forage Aniser Gosba		3		Non exploité
	Source Assila	ACL	0.5		Trois sources
	Source Ain Tmer		1.0		
Hadjera Zerga	Source Hmimia		0.5		
	Forage Oued Sfsaf	ACL	1		
	Source		1		
	Forage Oum Sfia	ACL	2	2	Exploité

c) Les ouvrages de stockages

Les ouvrages de stockage existants ou prévus au niveau des deux communes, que nous avons recensées auprès des services concernés sont de :

- 07 réservoirs dans la commune de Hakimia d'une capacité totale de 550 m³, répartis sur 07 localités.
- 05 réservoirs dans la commune de Hadjera Zerga d'une capacité totale de 1250 m³, répartis sur 04 localités.

Tableau(I.3) Caractéristiques des ouvrages de stockage existants

Commune	Localité	Capacité (m ³)	Site	Réseau de distribution	Observation
Hakimia	Hakimia	200	Hakimia	Hakimia	Bon état
	Boutegua	100	Boutegua	Boutegua	Bon état
	Ouled Chehma	50	Ouled Chehma		
	Nouiouat	25	Nouiouat	Nouiouat	
	Hmaimia	50	Hmaimia	Hmaimia	Bon état
	Boulaarache	50	Boulaarache		
	Dahraoui	25	Dahraoui		
Hadjera Zerga	Hadjera Zerga	500	Hadjera Zerga	Hadjera Zerga	Bon état
	Zaouia Bel Amour	300	Zaouia Bel Amour	Zaouia Bel Amour	Bon état
	Drabnia	150	Drabnia	Drabnia	Relativement bon
	Oum Sfia	2x100	Oum Sfia	Oum Sfia	Bon
	Oum Sfia	100	Oum Sfia	Oum Sfia	Réservoir tampon

d) Les réseaux (adduction/distribution)

Pour les deux communes, il existe des réseaux d'AEP qui sont entrain d'être rénovés à cause du matériau qui les compose (amiante ciment : Hadjera Zerga) ou à cause de leurs états vétustes [1].

La commune Hadjera Zerga a rénové déjà 3000 m.

Dans la commune de Hakimia, les adductions existantes se caractérisent :

Chef lieu : 1700 m de conduite en PEHD de Ø90 PN 16 (renforcement)
1000m de conduite en PEHD de Ø75 PN 16

Draa Larache : 1000 m de conduite en tube galvanisé de Ø50/60

Nouiouat : 900 m de conduite en PEHD de Ø63 PN 16

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons défini les données nécessaires concernant la région d'étude du point de vue topographique, géologique, démographique ainsi que la situation hydraulique actuelle.

Ces données nous servirons pour entamer l'étude du projet.

Chapitre II :
Estimation des besoins en
eau

Introduction

Dans ce chapitre, nous examinerons les besoins en eau des villages d'ici 30 ans donc à l'horizon 2050, pour cela on doit tenir compte de l'accroissement de la consommation due essentiellement à :

- L'amélioration du cadre de vie ;
- L'industrialisation ;
- L'accroissement de la population ;

La consommation de l'eau varie en fonction des types de consommateurs.

Avant tout projet d'alimentation en eau potable, il est nécessaire de procéder au recensement de toutes les catégories de consommateurs existants au niveau de l'agglomération.

II.1 Situation démographique en 2020

Les données suivantes sont recueillies à l'APC du chef lieu ; selon le RGPH 2020 remis par l'administration, le nombre d'habitant par commune est résumé dans le tableau suivant :

Tableau (II.1) Nombre d'habitants par commune pour l'année 2020

Communes	Zones	Nombre d'habitants année de référence 2020	Nombre d'habitants totaux par communes (2020)
Hakimia	Chef lieu Hakimia	1579	2790
	Village Meqnine	1211	
Hadjera Zerga	Chef lieu Hadjera Zerga	2125	4593
	Trairicha	845	
	Sidi Aissa	770	
	Zaouiet Belamouri	853	

II.2 Evolution de la population

L'estimation des besoins en eau est fonction de l'importance de l'agglomération qui elle-même tributaire du taux d'urbanisation, du nombre d'habitant et du niveau de vie

Nous avons donc admis les hypothèses de travail suivantes :

- Le taux d'accroissement du centre est pris constant dans le temps « t » et égal à 2 %
- La domination du style de vie par les anciennes valeurs et traditions.

Ces données maintenues, d'une part et moyennant la formule des intérêts composés d'autre part, et sur la base d'une population de référence de l'ordre de :

Celles-ci atteindraient les valeurs suivantes compte tenu de chaque horizon.

L'horizon arrêté pour cette étude étant 2050, au-delà de cet horizon, l'évolution devient incertaine en raison des incertitudes sur l'évolution économique et sociale des localités.

La population future est estimée par la formule suivante :

$$P = P_0 (1 + t)^n \quad (\text{II.1})$$

Avec :

- P : population future à un horizon donné ;
- Po : population actuelle ;
- t : taux d'accroissement pris égal 2 % ;
- n : nombre d'années pour l'horizon envisagé.

Les calculs d'estimation de l'évolution démographique de la localité se limitent à l'horizon 2050. Les résultats sont présentés dans le tableau (II.2) suivant :

Tableau (II.2) Evaluation de la population aux différents horizons

Commune / Horizon	Zones	2020	2030	2040	2050
Hakimia	Chef lieu Hakimia	1579	1925	2346	2860
	Village Meqnine	1211	1476	1799	2194
Hadjera Zerga	Chef lieu Hadjera Zerga	2125	2590	3158	3850
	Trairicha	845	1030	1256	1530
	Sidi Aissa	770	939	1144	1395
	Zaouiet Belamouri	853	1040	1268	1545
Total					13374

L'examen du tableau ci-dessus montre que le total de la population des deux communes à l'horizon 2050 s'élèvera respectivement à 5054 habitant pour la commune de Hakimia et à 8320 habitants pour la commune de Hadjera Zerga.

La répartition des habitants par villages est représentée dans la figure (II.1) ci-dessous :

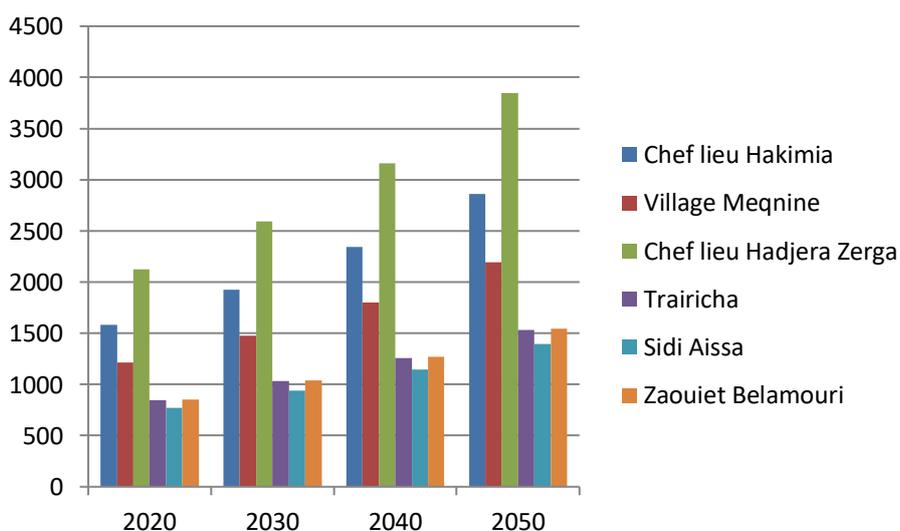


Figure (II.1) Evolution de la population

II.3 La norme de consommation

Pour une agglomération rurale, la norme de consommation est fixée à 125 l/j/hab. Vu le développement progressif de l'hygiène, on doit majorer la dotation de 20%,
Donc :

$$125 + (0.2 \cdot 125) = 150 \text{ l/j/hab}$$

II.4 Les équipements existants

Tableau (II.3) infrastructure administratives existantes

	Equipements	Nombre	Capacité	Unité
Hakimia	Siège APC	01	100	Employé
	Agence postale	01	02	Employé
	Salle de soin	03	06	Patient
	Ecole primaire	03	300	Elève
	Salle de lecture	02	20	Adhérent
	CEM	01	300	Elève
	Mosquée	02	300	Fidèle
	Salle de sport	01	02	Vestiaire
	Locaux commerciaux	27	54	/
	Garde communal	01	10	agent
Hadjera Zerga	APC	01	100	Employé
	Agence postale	01	02	Employé
	Salle de soi	03	18	patient
	Ecole primaire	07	700	Elève
	CEM	01	400	Elève
	Mosquée	06	600	fidèle
	Zaouia	01	100	/

II.5 Estimation des besoins en eau potable

Les besoins en eau des agglomérations de la zone d'étude seront évalués suivant les résultats des investigations et des reconnaissances effectuées, il sera également tenu compte des extensions futures (POS) pour l'usage domestique et l'usage public.

L'évaluation de la quantité ne peut se faire avec une grande certitude, chaque catégorie de besoins dépend de nombreux paramètres dont l'évolution dans le temps est variable et change d'une agglomération à l'autre. Les besoins élémentaires ou unitaires dépendent de la façon dont on se sert l'eau et varie d'un usager à l'autre.

La consommation moyenne journalière se détermine en tenant compte des différents types de consommateurs domestiques, socioculturels, scolaires, administratifs, industriels, etc. ...

Elle est donnée par la formule suivante :

$$Q_{\text{moy},j} = \frac{1}{1000} * \text{dot} * N \text{ (m}^3\text{/j)} \quad (\text{II.2})$$

Avec :

$Q_{\text{moy},j}$: Consommation moyenne journalière des consommateurs en $\text{m}^3\text{/j}$;
dotation : Dotation moyenne journalière en (l/j/hab) ;

N : Nombre de consommateurs.

II.5.1 Besoins pour usage domestique

Sur la base d'une dotation de 150 l/j/habitant les besoins en eau pour l'usage domestique dans la zone d'étude s'élèvent à [1]:

Tableau (II.4) Besoins domestiques moyennes de la zone d'études pour différentes horizons

Communes / Population	Zones	Dotation (l/j/habitant)	Besoins (m ³ /j)	
			2020	2050
Hakimia	Chef lieu Hakimia	150	236.85	429
	Village Meqnine	150	181.65	329.1
Hadjera Zerga	Chef lieu Hadjera Zerga	150	318.75	577.5
	Trairicha	150	126.75	229.5
	Sidi Aissa	150	115.5	209.25
	Zaouiet Belamouri	150	127.95	231.75

II.5.2 Besoins des équipements

Les besoins des les équipements existants dans les deux communes sont représentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau (II.5) Besoins de divers équipements des deux communes

Commune	Zone	Equipements	Nombre	Capacité (consommateur)	Dotation (l/j/cons)	Besoins (m ³ /j)	
Hakimia	Chef lieu Hakimia	Siège APC	01	100	20	2	
		Agence postale	01	02	20	0.04	
		Salle de soin	02	06	20	0.24	
		Ecole primaire	02	300	15	9	
		Salle de lecture	01	20	5	0.1	
		CEM	01	300	20	6	
		Moquée	01	300	10	3	
		Salle de sport	01	02	20	0.04	
	Total						20.42
	Meqnine	Salle de soin	01	06	20	0.12	
		Ecole primaire	01	300	15	4.5	
		Salle de lecture	01	20	5	0.1	
		Moquée	01	300	10	3	
	Total						7.72

Tableau (II.5) Besoins de divers équipements des deux communes (suite)

Commune	Zone	Equipements	Nombre	Capacité (consommateur)	Dotation (l/j/cons)	Besoins (m ³ /j)	
Hadjera Zerga	Chef lieu Hadjera Zerga	Siège APC	01	100	20	2	
		Agence postale	01	02	20	0.04	
		Salle de soin	01	9	20	0.18	
		Ecole primaire	04	700	15	42	
		CEM	01	400	20	8	
		Mosquée	03	600	10	18	
		Zaouia	01	100	20	2	
	Total						72.22
	Trairicha	Salle de soin	01	9	20	0.18	
		Ecole primaire	01	700	15	10.5	
		Mosquée	01	600	10	6	
	Total						11.118
	Sidi Aissa	Ecole primaire	01	700	15	10.5	
		Mosquée	01	600	10	6	
	Total						16.5
	Zaouiet Belamouri	Salle de soin	01	9	20	0.18	
		Ecole primaire	01	700	15	10.5	
		Mosquée	01	600	10	6	
Total						16.68	

Les besoins des différentes consommations calculés ci-avant sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau (II.6) Consommation moyenne journalière totale

Communes	Zone	Besoins domestiques (m ³ /j)		Besoins des équipements (m ³ /j)	Besoins totaux (m ³ /j)	
		2020	2050		2020	2050
Hakimia	Chef lieu Hakimia	236.85	429	20.42	257.27	449.42
	Meqnine	181.65	329.1	7.72	189.37	336.82
Hadjera Zerga	Chef lieu Hadjera Zerga	318.75	577.5	72.22	390.97	649.72
	Trairicha	126.75	229.5	11.118	137.86	240.61
	Sidi Aissa	115.5	209.25	16.5	132	225.75
	Zaouiet Belamouri	127.95	231.75	16.68	144.63	248.43
				Total	1252.1	2150.75

II.5.3 Estimation des besoins en eau en tenant compte des pertes

L'ensemble des fuites sur les adductions et le réseau, varie suivant le type de tuyaux, leur vétusté, la nature du terrain et la qualité de l'entretien. On considère qu'il est difficile de réduire les pertes à moins de 10 % (rapportée à la production) même pour un réseau neuf, et que 15 % des pertes caractérisent un réseau en bon état et très bien entretenu. C'est au-delà de 20% que l'on doit réagir et accentuer les campagnes anti-fuites (on envisage le renouvellement des conduites) [5].

Pour compenser les fuites au niveau de l'adduction, du réseau de distribution et de l'abonné, on effectue une majoration de 20 %, telle que :

$$Q_{\text{moy.maj}} (\text{m}^3/\text{j}) = 1.2 * Q_{\text{moy}} (\text{m}^3/\text{j}) \quad (\text{II.3})$$

Tableau (II.7) Récapitulations des besoins en eau en tenant compte des pertes

Commune	Zone	Besoins Totaux (m ³ /j)	Pertes (m ³ /j)	Q _{moy. Majoré} (m ³ /j)
Hakimia	Chef lieu Hakimia	449.42	89.88	539.30
	Meqnine	336.82	67.36	404.18
Hadjera Zerga	Chef lieu Hadjera Zerga	649.72	129.94	779.66
	Trairicha	240.61	48.12	288.73
	Sidi Aissa	225.75	45.15	270.9
	Zaouiet Belamouri	248.43	49.58	298.11
Total		2150.75	430.15	2580.9

Il ressort de ce tableau que la consommation moyenne journalière, à l'horizon 2050, pour les deux communes sera de : 2580.9 m³/j

II.5.4 Etudes des variations de la consommation journalière

En général, dans un réseau d'AEP, il ya toujours augmentation et diminution de la consommation, ces variations s'étalent sur l'heure, la journée, ...et l'année.

Pour tenir compte de cet aspect important, on affecte au débit moyen journalier des coefficients d'irrégularité, permettant d'évaluer la consommation minimale et maximale, afin de dimensionner un réseau d'adduction.

II.5.4.1 Consommation maximale journalière

Elle est définie par le coefficient d'irrégularité maximum (K_{max.j}) qui tient compte des pertes d'eau dans le réseau et des gaspillages. Elle peut être obtenue par le rapport de la consommation maximale journalière à la consommation moyenne journalière.

$$K_{\text{max.j}} = \frac{Q_{\text{max.j}}}{Q_{\text{moy.j}}} \quad (\text{II.4})$$

Avec : $K_{\max,j} \in [1.1-1.3]$, on prend $K_{\max,j}=1.2$.

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

II.5.4.2 Consommation minimale journalière

Elle est définie à partir du coefficient minimal journalier qui est déterminé comme étant le rapport de la consommation minimale journalière et la consommation moyenne journalière.

$$K_{\min,j} = \frac{Q_{\min,j}}{Q_{\text{moy},j}} \quad (\text{II.5})$$

Avec : $K_{\min,j} \in [0.7-0.9]$, on prend $K_{\min,j}=0.8$.

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

Les résultats des consommations maximales et minimales journalières sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau (II.8) Les consommations maximales et minimales journalières

Commune	Zone	$Q_{\text{moy},j}$ (m^3/j)	$Q_{\min,j}$ (m^3/j)	$Q_{\max,j}$ (m^3/j)
Hakimia	Chef lieu Hakimia	539.30	431.44	647.16
	Meqnine	404.18	323.34	485.016
Hadjera Zerga	Chef lieu Hadjera Zerga	779.66	623.72	935.59
	Trairicha	288.73	230.98	346.47
	Sidi Aissa	270.9	216.72	325.08
	Zaouiet Belamouri	298.11	238.48	357.73
Total		2580.9	2064.68	3097.05

II.5.5 Variation de la consommation horaire

Elle est déterminée selon des coefficients d'irrégularité horaire ($K_{\max,h}$ et $K_{\min,h}$), et nous permet ainsi de déduire la plus forte ou la plus faible consommation durant une journée (24 heures), afin de dimensionner et de prévoir les risques des dépôts dans la conduite.

II.5.5.1 Consommation maximale horaire

Elle est représentée par le coefficient maximal horaire qui représente l'augmentation de la consommation horaire pour la journée. Il tient compte de l'accroissement de la population ainsi que du degré de confort et du régime de travail de l'industrie. D'une manière générale, ce coefficient peut être décomposé en deux autres coefficients : α_{\max} et β_{\max} ; tel que :

$$K_{\max,h} = \alpha_{\max} * \beta_{\max} \quad (\text{II.6})$$

Avec :

- α_{\max} : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime du travail, varie de 1,2 à 1,5 et dépend du niveau de développement local. Pour notre cas, on prend $\alpha_{\max} = 1,2$.
- β_{\max} : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population. Le tableau ci-dessous donne sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Tableau (II.9) : β_{\max} en fonction du nombre d'habitants.

Habitants	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	50000
Bmax	2	1.8	1.6	1.5	1.4	1.3	1.2	1.15

Les valeurs $K_{\max.h}$ des deux communes sont représentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau (II.10) : Valeurs de $K_{\max.h}$ de chaque commune.

Communes	Zone	Population	α_{\max}	β_{\max}	$K_{\max.h}$	$K_{\max.h}$
Hakimia	Chef lieu Hakimia	2860	1.2	1.576	1.8912	1.9
	Meqnine	2194		1.672	2.00	2
Hadjera Zerga	Chef lieu Hadjera Zerga	3850	1.2	1.51	1.812	1.9
	Trairicha	1530	1.2	1.794	2.252	2.3
	Sidi Aissa	1395	1.2	1.94	2.428	2.5
	Zaouiet Belamouri	1545	1.2	1.791	2.049	2.1

II.5.5.2 Consommation minimale horaire

Elle est donnée par le coefficient $K_{\min.h}$ qui permet de déterminer le débit minimum horaire envisageant une sous consommation avec :

$$K_{\min.h} = \alpha_{\min} * \beta_{\min} \quad (\text{II.7})$$

Où :

- α_{\min} : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime de travail, varie de 0,4 à 0,6. Pour notre cas on prend $\alpha_{\min} = 0,5$.
- β_{\min} : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population. Le tableau ci-dessous donne sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Tableau (II.11) β_{\min} en fonction du nombre d'habitants.

Habitants	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	30000	50000	100000
β_{\max}	0.1	0.1	0.1	0.2	0.25	0.4	0.5	0.6	0.7

Les valeurs de $K_{\min.h}$ des deux communes sont représentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau (II.12) Valeurs de $K_{\min.h}$ des deux communes.

Communes	Zone	Population	α_{\min}	β_{\min}	$K_{\min.h}$
Hakimia	Chef lieu Hakimia	2860	0.5	0.176	0.088
	Meqnine	2194	0.5	0.1	0.05
Hadjera Zerga	Chef lieu Hadjera Zerga	3850	0.5	0.11	0.055
	Trairicha	1530	0.5	0.1	0.05
	Sidi Aissa	1395	0.5	0.1	0.05
	Zaouiet Belamouri	1545	0.5	0.1	0.05

Les résultats des consommations maximales et minimales horaires sont représentées dans le tableau ci-dessous (II.13) :

Tableau (II.13) Consommations maximales et minimales horaires

Communes	Zone	$Q_{\max.j}$ (m ³ /j)	$K_{\max.h}$	$Q_{\max.h}$ (m ³ /h)	$Q_{\max.j}$ (m ³ /j)	$K_{\min.h}$	$Q_{\min.h}$ (m ³ /h)
Hakimia	Chef lieu Hakimia	647.16	1.9	51.23	647.16	0.088	2.37
	Meqnine	485.016	2	40.41	485.016	0.05	1.01
Hadjera Zerga	Chef lieu Hadjera Zerga	935.59	1.9	74.06	935.59	0.055	2.14
	Trairicha	346.47	2.3	33.20	346.47	0.05	0.72
	Sidi Aissa	325.08	2.5	33.86	325.08	0.05	0.67
	Zaouiet Belamouri	357.73	2.1	31.30	357.73	0.05	0.74
Total		3097.05	/	264.06	3097.05	/	7.65

II.5.6 Calcul du déficit en eau

La production actuelle de la ressource mobilisée est représentée dans le tableau (II.14) ci-dessous:

Tableau (II.14) La production actuelle de la ressource mobilisée

Commune	Dénomination de la ressource	Débit mobilisé (l/s)	Débit exploité (l/s)	OBS
Hakimia	Forage ACL Hakimia	2	2.0	
	Forage Assila	1.0	1.0	
	Puits Draa Laarache	1.0	1	
	Puits Nouiouat	0.3	0.3	
	Forage Aniser Gosba	3	0	Non exploité
	Source Assila	0.5	0.5	Trois sources
	Source Ain Tmer	1.0	1.0	
	Source Hmaimia	0.5	0.5	
	Total		6.30	
Hadjera Zerga	Forage Oued Sfsaf	1	0	
	Source	1	0	
	Forage Oum Sfia	2	2	Exploité
	Total		2	

Le déficit dont souffre la zone d'étude est donné par la relation suivante :

$$Q = Q_{\max} - Q_{\text{existant}}$$

$$Q = Q_{\max} - Q_{\text{existant}} = 3097.05 - 172.8 = 2924.25 \text{ m}^3/\text{j}$$

Le résultat du bilan (ressources-besoins) est présenté dans le tableau (II.15) ci-dessous :

Tableau (II.15) Bilan (ressources-besoins)

Ressources (m ³ /j)	172.8
Besoins (m ³ /j)	3097.05
Bilan (m ³ /j)	2924.25

Conclusion

Dans ce chapitre, on a essayé de calculer et estimer les besoins en eau de la zone d'études à l'horizon 2050. Les deux communes Hakimia, Hadjera Zerga présentent un déficit de 2924.25 m³/j pour l'horizon de calcul. Par rapport à la quantité réservée pour l'alimentation de cette région.

Pour cela nous proposons de faire un renforcement à partir du barrage Koudiat Acerdoune qui devra donc couvrir ce déficit. Ces estimations seront prises en considération dans le dimensionnement des réservoirs.

Chapitre III :
Les réservoirs

Introduction

Dans le cadre de notre projet d'AEP, les réservoirs de stockage représentent un élément indispensable, donc le but de ce chapitre est de déterminer les volumes de stockage nécessaires et les vérifier de telle façon qu'on assure le meilleur fonctionnement des réseaux.

III.1 Généralités sur les réservoirs

III.1.1 Définition

Les réservoirs sont des ouvrages hydrauliques aménagés pour stocker l'eau potable, comme ils représentent l'ouvrage intermédiaire entre les réseaux d'adductions et de distribution. Ils jouent un rôle très important dans un réseau d'alimentation en eau potable et peuvent avoir plusieurs fonctions techniques et économiques.

III.1.2 Principales fonctions d'un réservoir

On peut classer les fonctions principales assurées par les réservoirs selon deux points de vue, à savoir [2] :

III.1.2.1 Du point de vue technique

Le réservoir permet la réduction :

- La régulation du débit ;
- La sécurité d'approvisionnement ;
- La régulation de la pression (brise charge);
- La simplification de l'exploitation ;
- Le rôle d'un réacteur participant au traitement de l'eau.

III.1.2.2 Du point de vue économique

Le réservoir permet la réduction :

- Des investissements sur les ouvrages de productions ;
- Des investissements sur le réseau de distribution ;
- Des dépenses d'énergie.

III.1.3 Classification des réservoirs

Les réservoirs peuvent être classés comme suit [3] :

III.1.3.1 Classification selon le matériau de construction

D'après la nature des matériaux, nous pouvons distinguer les réservoirs :

- Métalliques ;
- En maçonnerie ;
- En béton (armé, ordinaire ou précontraint).

III.1.3.2 Classification selon la situation des lieux

Les réservoirs peuvent être classés selon leurs positions par rapport à la surface du sol, nous pouvons distinguer les réservoirs :

- Enterrés ;
- Semi-enterrés ;
- Surélevés.

III.1.3.3 Classification selon la forme géométrique

Généralement on peut trouver dans la pratique deux formes usuelles des réservoirs :

- Circulaires ;
- Rectangulaires ;
- De forme quelconque (sphériques, conique,...etc.).

III.1.3.4 Classification selon l'utilisation

Vu les différentes utilisations des réservoirs on peut les classer en :

- Réservoirs principales d'accumulation et de stockage ;
- Réservoirs d'équilibre (réservoirs tampons) ;
- Réservoirs de traitement.

III.1.4 Emplacement des réservoirs

L'emplacement du réservoir pose souvent un problème délicat à résoudre pour de multiples raisons, ainsi nous sommes amenés à tenir compte de certaines considérations techniques et économiques [3] :

- Le choix d'emplacement d'un réservoir doit permettre d'assurer aux usagers une pression suffisante au moment des débits de pointe.
- Pour des raisons économiques, il est préférable que son remplissage se fasse gravitairement, c'est-à-dire le placer à un point bas par rapport à la prise d'eau.
- Il est préférable que l'emplacement puisse permettre une distribution gravitaire, c'est-à-dire que la cote du radier doit être supérieure à la cote piézométrique maximale dans le réseau.
- Lorsque plusieurs réservoirs sont nécessaires, on doit les implantés de préférence soit en extrémité du réseau, soit à proximité du centre important de consommation.

III.2 Les exigences principales à satisfaire pour les réservoirs

III.2.1 La durabilité

Ils doivent être construits en matériaux adéquats, les surfaces en contact avec l'eau ne doivent pas se désagréger ou communiquer des saveurs et odeurs désagréables.

III.2.2 Etanchéité

Paramètre essentiel d'un réservoir, afin d'éviter les fuites et fissurations, garder l'eau à l'abri des infiltrations de pluie, poussière, ou autres contaminations extérieures.

III.2.3 La résistance

Le réservoir doit être dimensionné de manière à résister aux efforts internes et externes qu'il subit.

III.2.4 Entretien de l'ouvrage

Les réservoirs doivent être visitables afin de prévoir d'éventuels nettoyages et travaux de maintenance.

III.3 Choix du réservoir

Ce sera bien entendu une question d'espèce pour chaque cas. Cependant à chaque fois que cela sera possible, il sera préférable d'avoir recours au réservoir enterré, semi enterré ou au plus en élévation au-dessus du sol avec radier légèrement enterré [3].

Le choix du réservoir dépend des :

- Conditions topographiques ;
- Conditions géotechniques ;
- Conditions hydrauliques ;
- Conditions économiques.

Vu le relief du terrain et l'emplacement disponible, nous optons pour des réservoirs circulaires semi-enterrés comme le montre la figure ci-après :

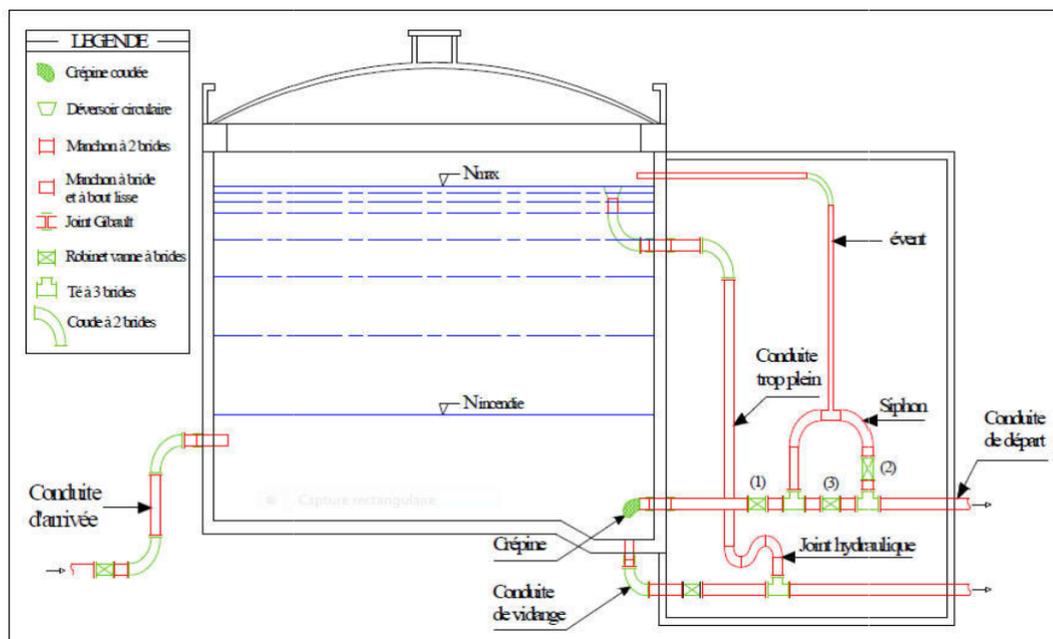


Figure (III.1) Coupe transversale d'un réservoir semi-enterré.

III.4 Equipement du réservoir

Un réservoir doit être équipé de [4] :

III.4.1 Conduite d'arrivée ou d'alimentation

La conduite d'adduction a son débouché dans le réservoir doit pouvoir s'obturer quant l'eau atteint dans la cuve son niveau maximal, Obturation se fait par robinet-flotteur si l'adduction est gravitaire ou dispositif permettant l'arrêt du moteur si l'adduction s'effectue par refoulement.

Cette conduite peut être installée de plusieurs manières:

III.4.1.1 Par le haut

Soit avec chute libre soit en plongeant la conduite de façon à ce que son extrémité soit toujours noyée. Le premier cas provoque une oxygénation de l'eau mais il libère facilement le gaz carbonique dissous et par suite il favorise l'entartrage du réservoir et des conduites.

III.4.1.2 Par le bas

Soit par le bas à travers les parois du réservoir soit par le fond à travers le radier.

III.4.2 Conduite de départ ou de distribution

Le départ de la conduite de distribution s'effectue à 0.15 ou 0.2m au-dessus du radier en vue d'éviter d'introduire dans la distribution des boues ou des sables qui éventuellement pourrait se décanter dans la cuve (Figure (III.2)).

L'extrémité de la conduite est munie d'une grille ou crépine courbée pour éviter le phénomène du vortex.

En cas de rupture de la conduite de distribution et dans l'hypothèse d'un grand réservoir, il faut avoir la possibilité de l'isoler rapidement pour éviter les pertes d'eau en cas de cassure de la conduite de distribution. Il pourra être envisagé de rendre automatique la fermeture du robinet en utilisant une vanne-papillon qui se met en marche dès qu'une surtension se manifestera dans la conduite.

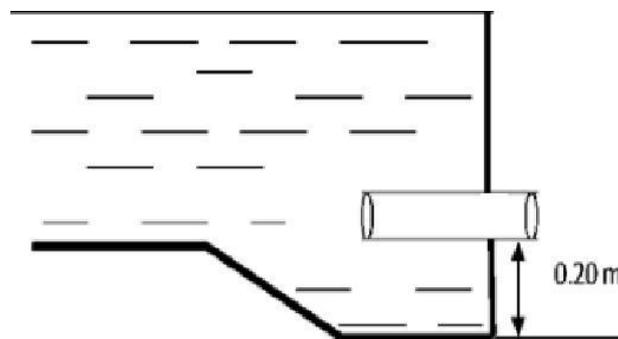


Figure (III.2) Conduite de départ.

III.4.3 Conduite de trop-plein

Cette conduite devra pouvoir évacuer la totalité du débit Q arrivant au réservoir, lorsque le niveau d'eau dans ce dernier atteint la limite maximale (Figure (III.3)).

La canalisation de trop-plein débouchera à un exutoire, mais on peut craindre par cet exutoire une pollution ou une introduction d'animaux ou de moustiques qui pourraient ainsi pénétrer dans le réservoir, ainsi on ménage un joint hydraulique constitué par un siphon qui maintient en eau le tronçon.

Si le réservoir est compartimenté, chaque cuve doit avoir une conduite de trop-plein.

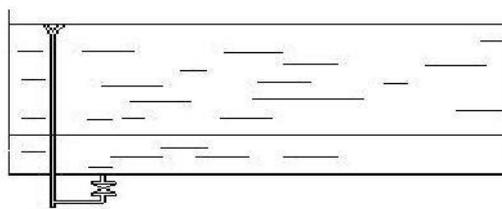


Figure (III.3) Conduite de trop-plein.

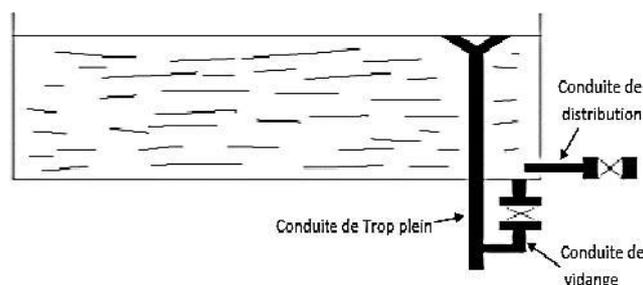
III.4.4 Conduite de vidange

La conduite de vidange placée au point bas du réservoir permet une décharge complète vers l'égoût pour permettre l'inspection et le nettoyage du réservoir, ainsi que d'éventuelles réparations.

Elle part du point bas du réservoir et se raccorde sur la canalisation de trop-plein, Elle comporte un robinet vanne qui doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter le dépôt de sable (difficulté de manœuvre).

Un dispositif de clapet doit être installé sur les canalisations de trop-plein et de vidange afin de protéger le réservoir d'éventuelle contamination.

Des détecteurs de niveau peuvent être installés dans le réservoir pour signaler les niveaux critiques, le niveau de débordement et le niveau bas notamment pour la protection des pompes.



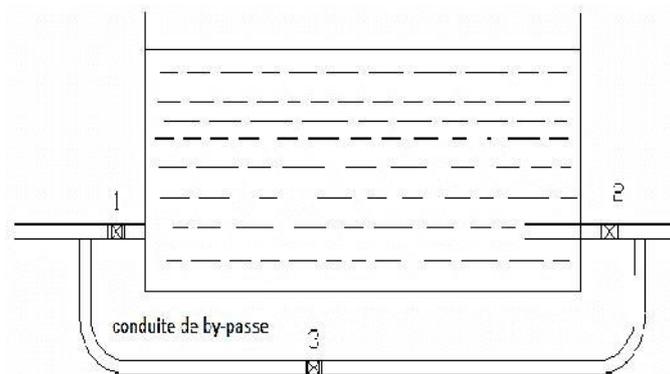
Figure(III.4) Conduite de vidange.

III.4.5 Conduite de by-pass

En cas d'indisponibilité, de nettoyage, ou réparation si le réservoir n'est pas compartimenté, il est bon de prévoir une communication entre les deux conduites (adduction et distribution) (Figure (III.5)).

-En temps normal : (1) et (2) sont ouverts et (3) fermé.

-En by-pass : on ferme (1) et (2) et on ouvre (3).



Figure(III.5) Conduite de by-pass.

III.4.6 Matérialisation de la réserve d'incendie

Quand la surveillance du plan d'eau dans le réservoir ne peut être assurée par du personnel à demeure, ce qui est le cas pour les installations automatiques, il importe que des dispositions soient prises en vue d'éviter dans le cas d'un soutirage intensif que la réserve d'incendie ne puisse passer dans la distribution. Nous distinguons deux types de systèmes (Figure (III.6)):

III.4.6.1 Système à deux prises

Deux conduites sortent du réservoir, l'une prend son départ juste au niveau de la réserve d'incendie l'autre au fond de la réserve d'incendie et elle est munie d'un robinet vanne.

A l'aide d'unités, ces conduites se rencontrent dans la chambre de manœuvre.

Quand le niveau d'eau dans la cuve atteint le niveau de la consigne d'incendie, l'alimentation cesse de refaire et la réserve d'incendie reste intacte. Le robinet vanne cité ci-dessus est responsable de la préservation de la réserve d'incendie.

La réserve d'incendie n'est pas convenablement renouvelée, la stagnation de l'eau conduit à sa dégradation et aux dépôts dans le réservoir.

III.4.6.2 Système à siphon

Une seule conduite sort de la cuve et prend son départ au fond de la réserve d'incendie.

Arrivant dans la chambre de manœuvre cette conduite comporte un siphon muni d'un évent et de trois robinets vannes.

Le premier placé avant le siphon, le deuxième à sa sortie et le troisième sur le tronçon de la conduite entre les deux bouts du siphon.

Quand le niveau d'eau dans le réservoir atteint le niveau de la consigne d'incendie, le système se désamorçe grâce à l'évent tout en laissant le premier et le deuxième robinet ouverts.

Le premier et le troisième robinet vanne sont responsables de la préservation de la réserve d'incendie.

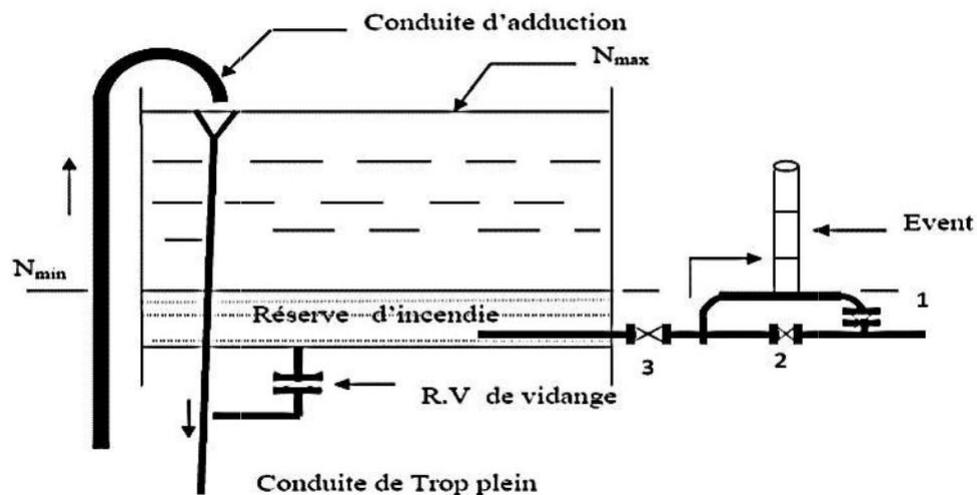


Figure (III.6) : Système d'incendie.

III.5 Détermination de la capacité d'un réservoir

Pour satisfaire le rôle qu'il doit jouer, le réservoir doit avoir une capacité suffisante. Cette dernière doit être estimée en tenant compte des variations des débits à l'entrée comme à la sortie, c'est-à-dire d'une part, du mode d'exploitation des ouvrages situé en amont, et d'autre part, de la variation de la demande. Le plus souvent, la capacité est calculée en tenant compte des variations journalières, du jour de la plus forte consommation et de la réserve d'eau destinée à l'incendie [3].

III.5.1 Principe de calcul

Pour estimer la capacité d'un réservoir, nous devons procéder [2]:

- Soit par la méthode analytique qui tient aussi compte des débits d'apport et des débits de départ du réservoir ;
- Soit par la méthode graphique qui tient compte de la courbe de consommation totale déduite à partir des coefficients des variations horaires de la consommation et de la courbe d'apport du débit pompé.

III.5.1.1 Méthode analytique

Pour dimensionner un réservoir, on est appelé à déterminer le maximum du résidu (P_{max}) dans celui-ci pour chaque heure de consommation, en fonction du rapport entre l'apport et la distribution, ce qui nous donnera la valeur max du résidu P_{max} et V_r seront déterminés de la même façon que dans la méthode graphique.

$$V_r = \frac{P_{max} \times Q_{max}}{100} \quad (III.1)$$

Où :

- V_r : volume de régularisation du réservoir (m^3) ;
- P_{max} : résidu maximum (%) ;
- Q_{max} : débit maximum journalier (m^3/j)

III.5.1.2 Calcul des résidus P_{max}

On a déjà déterminé les valeurs du coefficient de variation horaire $K_{max.h}$ pour chaque localité de distribution (Tableau (II-10)).

Le régime de consommation journalière pour chaque commune est pris du tableau du régime de distribution du débit journalier (Annexe 1).

- On fait une répartition de 20 heures de pompage ;
- La différence pour chaque heure de stockage entre l'apport et la consommation nous fait ressortir un surplus ou un déficit suivant le signe ;
- Le résidu est ensuite déterminé pour chaque heure, la valeur maximale trouvée en Pou. sera le pourcentage du volume de stockage, tel que :

$$P_{max} = |R^+_{max}| + |R^-_{max}| \quad (III.2)$$

Où :

R^+_{max} : Résidu maximum positif (%) ;

R^-_{max} : Résidu maximum négatif (%).

III.5.1.3 Le volume total du réservoir

Le volume total du réservoir sera calculé en tenant compte de la réserve d'incendie qui est égale à $120 m^3$ (volume nécessaire pour éteindre un incendie de deux heures à raison de $60 m^3/h$).

Le volume total est donc :

$$V_t = V_{max} + V_{inc} \quad (III.3)$$

Avec :

V_t : volume total du réservoir (m^3) ;

V_{inc} : volume de la réserve d'incendie ($V_{inc} = 120 m^3$).

III.5.1.4 Calcul du diamètre

Le diamètre est donné comme suit :

$H = [3 : 6] m \rightarrow$ on prend $H = 4 m$ pour les réservoirs dont le volume est inférieur à $500 m^3$, et $H = 6 m$ pour les réservoirs supérieurs à $500 m^3$.

$$V_n = S_e \times H = \frac{\pi \times D^2}{4} \times H \rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \times V}{\pi \times H}} \quad (III.4)$$

- V_n : Capacité normalisé du réservoir (m^3) ;
- S_e : Section du réservoir (m^2) ;

- H : Hauteur utile optimale d'eau (m).

III.5.1.5 Calcul de la hauteur d'incendie

La hauteur d'eau disponible est donnée comme suit :

$$V_{inc} = 120 \text{ m}^3 \rightarrow H_{inc} = \frac{4 \times V_{inc}}{\pi \times D^2} \quad (\text{III.5})$$

III.5.1.6 Calcul de la hauteur d'eau disponible (à desservir)

La hauteur d'eau disponible est donnée comme suit :

$$H_d = H - H_{inc} \quad (\text{III.6})$$

III.5.1.7 La station de reprise

La station de reprise est un réservoir de petite dimension équipé d'une station de pompage permettant le refoulement d'un point bas vers le point le plus haut, son dimensionnement sera déterminé selon le temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge. Pour des stations circulaires, ce temps est compris entre 10 et 20 minutes.

Et pour notre cas on a choisi un temps de 15 min pour maintenir la crépine en charge $t = 1/4\text{h}$. La

Station de reprise est dimensionnée par la formule suivante :

$$V_{sr} = Q_{max,j} \times t \quad (\text{III.7})$$

Avec :

- V_{sr} : volume de la station de reprise (m^3) ;
- t : temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge ;
- $Q_{max,j}$: débit maximale journalier.

III.6 Description du schéma des réservoirs

La description du domaine d'étude est représentée dans le schéma suivant (Figure III.7) :

Le point de démarrage est le réservoir de Sour el Ghozlane de 12000 m^3 situé à une côte de 965 m, l'eau sera refoulée vers la station de reprise SR1 (Hakimia) à une côte de 1091 m, puis vers le réservoir R1 de 500 m^3 d'une côte de 1177 m.

Par la suite, l'adduction vers le réservoir R2 (Meqnine (Thenia)) est assurée par gravité jusqu'à Sidi Daoud puis l'eau sera refoulée par une station de reprise à une côte de 1060 m vers le réservoir R2 d'une côte de 1216 m. Et une autre adduction gravitaire vers le réservoir R3 d'une côte de 1022 m vers les réservoirs de Hadjera Zerga d'une côte de 867 m, et un autre réservoir R9 alimenté par un forage à une côte de 986 m termine dans ces derniers sur la même adduction.

Ce réservoir de Hadjera Zerga assure une adduction gravitaire vers le réservoir R5 (Trairicha) d'une cote de 782 m, puis l'eau s'écoulera vers le réservoir R6 d'une cote de 743 m qui distribue à Zaouiet Belamouri à une côte de 710 m et vers le réservoir de Sidi Aissa à une côte de 715 m.

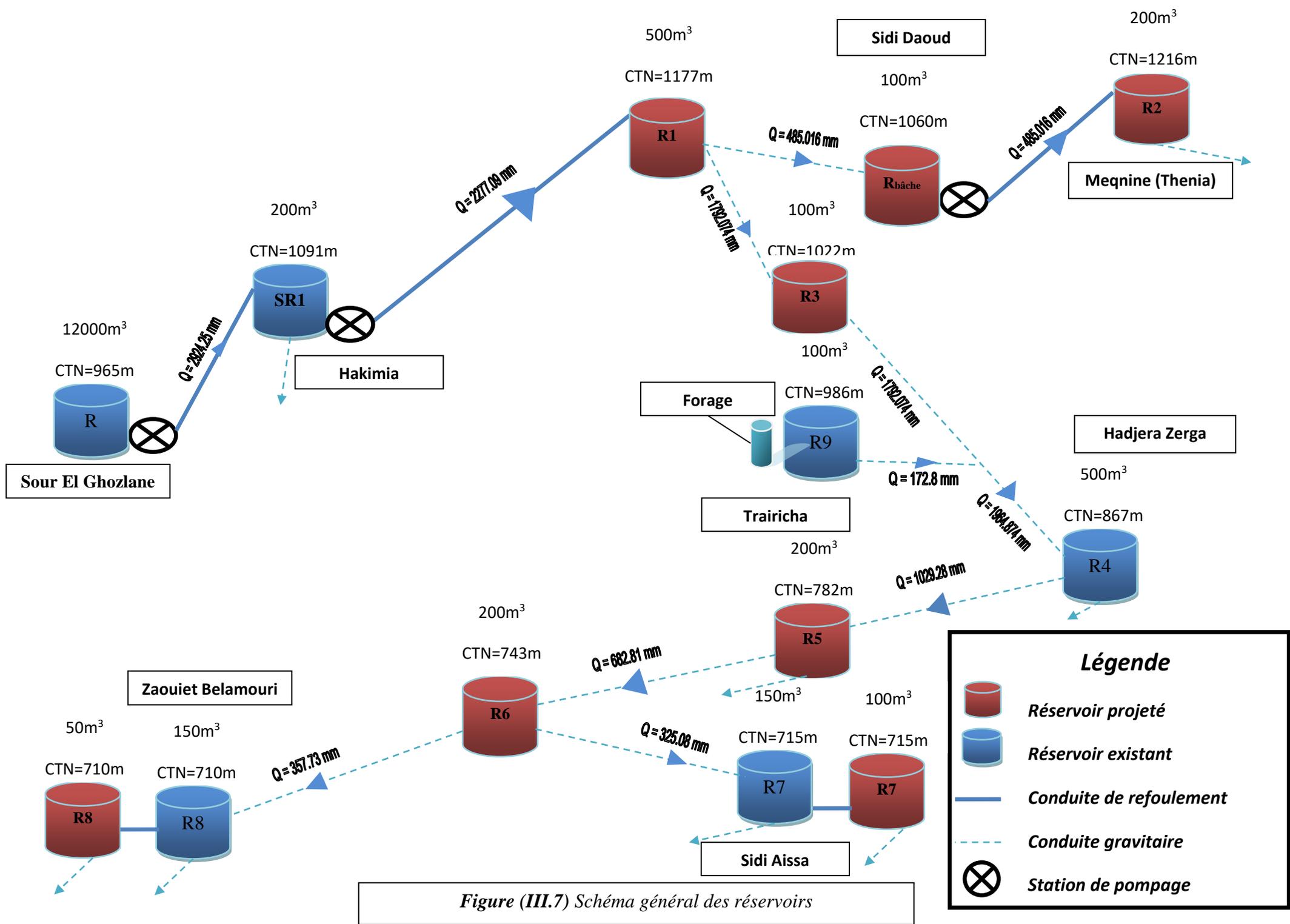


Figure (III.7) Schéma général des réservoirs

III.7 Détermination des capacités des réservoirs

III.7.1 Dimensionnement de la station de reprise SR1 (Hakimia)

Ce réservoir alimenté par refoulement, reçoit un débit de $Q_{\max,j} = 2924.25 \text{ m}^3/\text{j}$, il fait la distribution de la commune Hakimia $Q = 647.16 \text{ m}^3/\text{j}$ et il assure l'alimentation du réservoir R1 par refoulement $Q = 2277.09 \text{ m}^3/\text{j}$.

Tableau (III.1) Détermination de la capacité du réservoir de la station de reprise (Hakimia)

Heures	Apport (%)	Adduction (%)	Distribution (%)	Total (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidus (%)
0-1	-	-	0,18819	0,18819	-	-0,18819	-0,188
1-2	-	-	0,18819	0,18819	-	-0,18819	-0,376
2-3	-	-	0,18819	0,18819	-	-0,18819	-0,565
3-4	-	-	0,2214	0,2214	-	-0,2214	-0,786
4-5	5	3,893	0,59778	4,49078	0,50922	-	-0,277
5-6	5	3,893	1,04058	4,93358	0,06642	-	-0,210
6-7	5	3,893	1,18449	5,07749	-	-0,07749	-0,288
7-8	5	3,893	1,29519	5,18819	-	-0,18819	-0,476
8-9	5	3,893	0,9963	4,8893	0,1107	-	-0,365
9-10	5	3,893	0,92988	4,82288	0,17712	-	-0,188
10-11	5	3,893	1,2177	5,1107	-	-0,1107	-0,299
11-12	5	3,893	1,6605	5,5535	-	-0,5535	-0,852
12-13	5	3,893	1,74906	5,64206	-	-0,64206	-1,494
13-14	5	3,893	1,40589	5,29889	-	-0,29889	-1,793
14-15	5	3,893	1,15128	5,04428	-	-0,04428	-1,838
15-16	5	3,893	1,06272	4,95572	0,04428	-	-1,793
16-17	5	3,893	0,8856	4,7786	0,2214	-	-1,572
17-18	5	3,893	0,9963	4,8893	0,1107	-	-1,461
18-19	5	3,893	1,37268	5,26568	-	-0,26568	-1,727
19-20	5	3,893	1,26198	5,15498	-	-0,15498	-1,882
20-21	5	3,893	1,2177	5,1107	-	-0,1107	-1,993
21-22	5	3,893	0,6642	4,5572	0,4428	-	-1,550
22-23	5	3,893	0,4428	4,3358	0,6642	-	-0,834
23-24	5	3,893	0,2214	4,1144	0,834	-	0
total	100	77,86	22,14	100	-	-	-

- **Calcul du volume de stockage de SR1 (Hakimia)**

D'après le tableau (III.1) on a :

$$P_{\max} = |R^+_{\max}| + |R^-_{\max}| = 0 + |-1.993| = 1.993 \%$$

$$V_{\max} = \frac{P_{\max} \times Q_{\max}}{100} = \frac{1.993 \times 2924.25}{100} = 58.28 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{total}} = V_{\max} + V_{\text{inc}}$$

$$V_{\text{total}} = 58.28 + 120$$

$$V_{\text{total}} = 178.28 \text{ m}^3$$

La capacité du réservoir existant à Hakimia, est de 200 m^3 , avec :

Volume total : $V_{\text{total}} = 200 \text{ m}^3$

Hauteur : $H = 4 \text{ m}$

Diamètre : $D = 7.98 \text{ m}$

Hauteur d'incendie : $H_{\text{inc}} = 2.4 \text{ m}$

III.7.2 Dimensionnement du réservoir R1 (Hakimia)

Ce réservoir reçoit un débit de $2277.09 \text{ m}^3/\text{j}$, il assure l'alimentation de la commune de Hadjera Zerga et le village de Meqnine (Thenia) par gravitation.

Soit un débit réparti sur :

$$Q (\text{Meqnine}) = 485.016 \text{ m}^3/\text{j}, \text{ et } Q (\text{Hadjera Zerga}) = 1792.074 \text{ m}^3/\text{j}$$

Tableau (III.2) Détermination de la capacité du réservoir R1

Heures	Apport (%)	Adduction 1 (%)	Adduction 2 (%)	Total (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidus (%)
0-1	-	3,28	0,9	4,2	-	-4,170	-0,188
1-2	-	3,28	0,9	4,2	-	-4,170	-4,358
2-3	-	3,28	0,9	4,2	-	-4,170	-8,528
3-4	-	3,28	0,9	4,2	-	-4,170	-12,698
4-5	5	3,28	0,9	4,2	0,830	-	-11,868
5-6	5	3,28	0,9	4,2	0,830	-	-11,038
6-7	5	3,28	0,9	4,2	-	-0,830	-11,038
7-8	5	3,28	0,9	4,2	-	-0,830	-11,038
8-9	5	3,28	0,9	4,2	0,830	-	-10,208
9-10	5	3,28	0,9	4,2	0,830	-	-9,378
10-11	5	3,28	0,9	4,2	-	-0,830	-9,378
11-12	5	3,28	0,9	4,2	-	-0,830	-9,378
12-13	5	3,28	0,9	4,2	-	-0,830	-9,378
13-14	5	3,28	0,9	4,2	-	-0,830	-9,378
14-15	5	3,28	0,9	4,2	-	-0,840	-9,378
15-16	5	3,28	0,9	4,2	0,840	-	-8,538
16-17	5	3,28	0,9	4,2	0,840	-	-7,698
17-18	5	3,28	0,9	4,2	0,840	-	-6,858
18-19	5	3,28	0,9	4,2	-	-0,840	-6,858
19-20	5	3,28	0,9	4,2	-	-0,840	-6,858
20-21	5	3,28	0,9	4,2	-	-0,840	-6,858
21-22	5	3,28	0,9	4,2	0,840	-	-6,018
22-23	5	3,28	0,9	4,2	0,830	-	-0,834
23-24	5	3,28	0,9	4,2	0,834	-	0
Total	100	78,72	21,3	100	-	-	-

- **Calcul du volume de stockage de R1 (Hakimia)**

D'après le tableau (III.1) on a :

$$P_{\max} = |R_{\max}^+| + |R_{\max}^-| = 0 + |-12.698| = 12.698 \%$$

$$V_{\max} = \frac{P_{\max} \times Q_{\max}}{100} = \frac{12.698 \times 2277.09}{100} = 289.14 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{total}} = V_{\max} + V_{\text{inc}}$$

$$V_{\text{total}} = 289.14 + 120$$

$$V_{\text{total}} = 409.14 \text{ m}^3$$

Donc la capacité normalisée du réservoir qu'on va implanter est de 500 m^3 , dont :

Volume total : $V_{\text{total}} = 500 \text{ m}^3$

Hauteur : $H = 4 \text{ m}$

Diamètre : $D = 12.62 \text{ m}$

Hauteur d'incendie : $H_{\text{inc}} = 0.95 \text{ m}$

III.7.3. Dimensionnement de la $R_{\text{bâche}}$ (bâche à eau) (Sidi Daoud)

Le dimensionnement de la bâche à eau est déterminé d'après le temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge et pour que la pompe ne se désamorçe pas, dans notre cas on prend un temps de stockage de 4 heures ;

$$V = \frac{Q_{\max j} \times 4}{24}$$

Avec :

V_{sr} : volume de la station de reprise.

$Q_{\max j}$: débit entrant à la station.

t : temps de fermeture des vannes (1/4 h).

$$Q_{\max j} = 485.016 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$V_{\text{S.R.}} = 485.016 \times 4 / 24$$

$$V_{\text{S.R.}} = 80.836 \text{ m}^3.$$

La capacité du réservoir $R_{\text{bâche}}$ qu'on va implanter à Sidi Daoud, est de 100 m^3 , avec :

Volume total : $V_{\text{total}} = 100 \text{ m}^3$

Hauteur : $H = 4 \text{ m}$

Diamètre : $D = 5.64 \text{ m}$

III.7.4 Dimensionnement du réservoir R2 (Meqnine)

Ce réservoir est alimenté par la SR2 (Sidi Daoud) par refoulement, il reçoit un débit de $485.016 \text{ m}^3/\text{j}$.

Tableau (III.3) Détermination de la capacité du réservoir R2 (Meqnine)

Heures	Apport (%)	Distribution (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidus (%)
0-1	-	0,75	-	-0,75	-0,75
1-2	-	0,75	-	-0,75	-1,5
2-3	-	1	-	-1	-2,5

Tableau (III.3) Détermination de la capacité du réservoir R2 (Meqnine) (suite)

3-4	-	1	-	-1	-3.5
4-5	5	3	2	-	-1.5
5-6	5	5.5	-	-0.5	-2
6-7	5	5.5	-	-0.5	-2.5
7-8	5	5.5	-	-0.5	-3
8-9	5	3.5	1.5	-	-1.5
9-10	5	3.5	1.5	-	0
10-11	5	6	-	-1	-1
11-12	5	8.5	-	-3.5	-4.5
12-13	5	8.5	-	-3.5	-8
13-14	5	6	-	-1	-9
14-15	5	5	-	-	-9
15-16	5	5	-	-	-9
16-17	5	3.5	1.5	-	-7.5
17-18	5	3.5	1.5	-	-6
18-19	5	6	-	-1	-7
19-20	5	6	-	-1	-8
20-21	5	6	-	-1	-9
21-22	5	3	2	-	-7
22-23	5	2	3	-	-4
23-24	5	1	4	-	0
Total	100	100	-	-	-

- **Calcul du volume de stockage R2 (Meqnine)**

D'après le tableau(III.3) on a :

$$P_{\max} = |R^+_{\max}| + |R^-_{\max}| = 0 + |-9| = 9 \%$$

$$V_{\max} = \frac{P_{\max} \times Q_{\max}}{100} = \frac{9 \times 485.016}{100} = 43.65 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{total}} = V_{\max} + V_{\text{inc}}$$

$$V_{\text{total}} = 43.65 + 120$$

$$V_{\text{total}} = \mathbf{163.65 \text{ m}^3}$$

Donc la capacité normalisée du réservoir qu'on va implanter est de 200 m³, dont :

Volume total : $V_{\text{total}} = 200 \text{ m}^3$

Diamètre : $D = 7.98 \text{ m}$

Hauteur : $H = 4 \text{ m}$

Hauteur d'incendie : $H_{\text{inc}} = 2.4 \text{ m}$

III.7.5 Dimensionnement du réservoir R3

Dans le cadre de l'adduction vers la commune Hadjera Zerga, nous avons projetés un réservoir R3 intermédiaire qui assure le rôle de brise charge, auquel nous adoptons la capacité suivantes :

Tableau (III.4) Détermination de la capacité du réservoir R3

Dénomination des réservoirs	Localité et lieu d'implantation	Capacité (m ³)
R3	Commune Hadjera Zerga	100

Donc la capacité du réservoir implanté est de 100 m³, dont :

Volume total : $V_{\text{total}} = 100 \text{ m}^3$

Hauteur : $H = 4 \text{ m}$

Diamètre : $D = 5.64 \text{ m}$

III.7.6 Dimensionnement du réservoir R4 (Hadjera Zerga)

Le réservoir que nous voulons projeter est alimenté par les réservoirs R1 avec un débit de 1792.074 m³/j et R9 avec un débit de 172.8 m³/j. A son tour, il assure la distribution de la commune de Hadjera Zerga dont le débit est de 935.59 m³/j et l'adduction vers R5 (Trairicha) avec un débit de 1029.28 m³/j. Le dimensionnement du réservoir R4 (Hadjera Zerga) est représenté dans le tableau (III.5) ci-dessous :

Tableau (III.5) Détermination de la capacité du réservoir R4 (Hadjera Zerga)

Heures	Apport (%)	Adduction (%)	Distribution (%)	Total (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidus (%)
0-1	4,16	2,14	0,41327	2,55327	1,60673	-	1,607
1-2	4,16	2,14	0,41327	2,55327	1,60673	-	3,213
2-3	4,16	2,14	0,41327	2,55327	1,60673	-	4,820
3-4	4,16	2,14	0,4862	2,6262	1,5338	-	6,354
4-5	4,16	2,14	1,31274	3,45274	0,70726	-	7,061
5-6	4,16	2,14	2,28514	4,42514	-	-0,26514	6,796
6-7	4,16	2,14	2,60117	4,74117	-	-0,58117	6,215
7-8	4,16	2,14	2,84427	4,98427	-	-0,82427	5,391
8-9	4,16	2,14	2,1879	4,3279	-	-0,1679	5,223
9-10	4,16	2,14	2,04204	4,18204	-	-0,02204	5,201
10-11	4,16	2,14	2,6741	4,8141	-	-0,6541	4,547
11-12	4,16	2,15	3,6465	5,7965	-	-1,6365	2,910
12-13	4,16	2,15	3,84098	5,99098	-	-1,83098	1,079
13-14	4,16	2,14	3,08737	5,22737	-	-1,06737	0,012
14-15	4,16	2,14	2,52824	4,66824	-	-0,50824	-0,496
15-16	4,16	2,14	2,33376	4,47376	-	-0,31376	-0,810
16-17	4,16	2,14	1,9448	4,0848	0,0752	-	-0,735
17-18	4,16	2,14	2,1879	4,3279	-	-0,1679	-0,903
18-19	4,16	2,14	3,01444	5,15444	-	-0,99444	-1,897
19-20	4,16	2,14	2,77134	4,91134	-	-0,75134	-2,649
20-21	4,16	2,14	2,6741	4,8141	-	-0,6541	-3,303
21-22	4,16	2,14	1,4586	3,5986	0,5614	-	-2,741

Tableau (III.5) Détermination de la capacité du réservoir R4 (Hadjera Zerga) (suite)

22-23	4,16	2,14	0,9724	3,1124	1,0476	-	-1,5338
23-24	4,16	2,14	0,4862	2,6262	1,5338	-	0
total	100	51,38	48,62	100	-	-	-

- **Calcul du volume de stockage R4 (Hadjera Zerga)**

D'après le tableau(III.1) on a :

$$P_{\max} = |R^+_{\max}| + |R^-_{\max}| = |7.061| + |-3.303| = 10.364 \%$$

$$V_{\max} = \frac{P_{\max} \times Q_{\max}}{100} = \frac{10.364 \times 1964.87}{100} = 203.63 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{total}} = V_{\max} + V_{\text{inc}}$$

$$V_{\text{total}} = 203.63 + 120$$

$$V_{\text{total}} = \mathbf{323.63 \text{ m}^3}$$

On a un réservoir de 500 m³ existant déjà donc c'est suffisant

Volume total : $V_{\text{total}} = 500 \text{ m}^3$

Hauteur : $H = 4 \text{ m}$

Diamètre : $D = 12.62 \text{ m}$

Hauteur d'incendie : $H_{\text{inc}} = 0.96 \text{ m}$

III.7.7 Dimensionnement du réservoir R5 (Trairicha)

Ce réservoir reçoit un débit de 1029.28 m³/j, il assure l'alimentation du réservoir R6 (Zaouiet Belamouri) par gravité avec un débit de 682.81 m³/j et la distribution vers Trairicha avec un débit de 346.47 m³/j.

Le tableau (III.6) ci après donne le calcul de la capacité du réservoir R5 (Trairicha).

Tableau (III.6) Détermination de la capacité du réservoir R5 (Trairicha)

Heures	Apport (%)	Adduction (%)	Distribution (%)	Total (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidus (%)
0-1	4,16	2,76	0,20196	2,96196	1,19804	-	1,198
1-2	4,16	2,76	0,20196	2,96196	1,19804	-	2,396
2-3	4,16	2,76	0,40392	3,16392	0,99608	-	3,392
3-4	4,16	2,76	0,6732	3,4332	0,7268	-	4,119
4-5	4,16	2,76	1,1781	3,9381	0,2219	-	4,341
5-6	4,16	2,76	1,1781	3,9381	0,2219	-	4,563
6-7	4,16	2,76	1,5147	4,2747	-	-0,1147	4,448
7-8	4,16	2,76	3,43332	6,19332	-	-2,03332	2,415
8-9	4,16	2,76	2,96208	5,72208	-	-1,56208	0,853
9-10	4,16	2,76	2,1879	4,9479	-	-0,7879	0,065
10-11	4,16	2,76	1,38006	4,14006	0,01994	-	0,085
11-12	4,16	2,76	1,38006	4,14006	0,01994	-	0,105
12-13	4,16	2,76	1,1781	3,9381	0,2219	-	0,327
13-14	4,16	2,77	1,1781	3,9481	0,2119	-	0,538

Tableau (III.6) Détermination de la capacité du réservoir R5 (Trairicha) (suite)

14-15	4,16	2,77	1,58202	4,35202	-	-0,19202	0,346
15-16	4,16	2,77	2,08692	4,85692	-	-0,69692	-0,350
16-17	4,16	2,77	3,50064	6,27064	-	-2,11064	-2,461
17-18	4,16	2,77	3,16404	5,93404	-	-1,77404	-4,235
18-19	4,16	2,77	2,45718	5,22718	-	-1,06718	-5,302
19-20	4,16	2,77	0,53856	3,30856	0,85144	-	-4,451
20-21	4,16	2,77	0,53856	3,30856	0,85144	-	-3,599
21-22	4,16	2,77	0,3366	3,1066	1,0534	-	-2,546
22-23	4,16	2,77	0,20196	2,97196	1,18804	-	-1,198
23-24	4,16	2,76	0,20196	2,96196	1,19804	-	0
Total	100	66,34	33,66	100	-	-	-

- **Calcul du volume de stockage R5 (Trairicha)**

D'après le tableau (III.6) on a :

$$P_{\max} = |R_{\max}^+| + |R_{\max}^-| = |4.563| + |-5.302| = 9.865 \%$$

$$V_{\max} = \frac{P_{\max} \times Q_{\max}}{100} = \frac{9.865 \times 1029.28}{100} = 101.53 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{total}} = V_{\max} + V_{\text{inc}}$$

$$V_{\text{total}} = 101.53 + 120$$

$$V_{\text{total}} = \mathbf{221.53 \text{ m}^3}$$

Donc la capacité normalisée du réservoir implanté est de 250 m³, dont :

$$\text{Volume total : } V_{\text{total}} = 250 \text{ m}^3$$

$$\text{Hauteur : } H = 4 \text{ m}$$

$$\text{Diamètre : } D = 8.92 \text{ m}$$

$$\text{Hauteur d'incendie : } H_{\text{inc}} = 1.92 \text{ m}$$

III.7.8 Dimensionnement du réservoir R6

Ce réservoir reçoit un débit de 682.81 m³/j, il assure l'alimentation des réservoirs R7 avec un débit de 325.08 m³/j et R8 (Zaouiet Belamouri) avec un débit de 357.73 m³/j par gravité.

Vu que le débit entrant est le même que le débit sortant du réservoir donc on va le dimensionner par rapport au volume d'incendie

$$V_{\text{inc}} = 120 \text{ m}^3$$

Donc la capacité normalisée du réservoir existant est suffisante et elle est de 150 m³, dont :

$$\text{Volume total : } V_{\text{total}} = 150 \text{ m}^3$$

$$\text{Hauteur : } H = 4 \text{ m}$$

$$\text{Diamètre : } D = 6.91 \text{ m}$$

$$\text{Hauteur d'incendie : } H_{\text{inc}} = 2.51 \text{ m}$$

III.7.9 Dimensionnement du réservoir R7 (Sidi Aissa)

Ce réservoir est alimenté par le réservoir R6 par gravité avec un débit de 325.08 m³/j et il fait la distribution du village Sidi Aissa.

Tableau (III.7) Détermination de la capacité du réservoir R7 (Sidi Aissa)

Heures	Apport (%)	Distribution (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidus (%)
0-1	4,17	0,6	3,57	-	3,57
1-2	4,17	0,6	3,57	-	7,14
2-3	4,17	1,2	2,97	-	10,11
3-4	4,17	2	2,17	-	12,28
4-5	4,17	3,5	0,67	-	12,95
5-6	4,17	3,5	0,67	-	13,62
6-7	4,17	4,5	-	-0,33	13,29
7-8	4,17	10,2	-	-6,03	7,26
8-9	4,17	8,8	-	-4,63	2,63
9-10	4,17	6,5	-	-2,33	0,3
10-11	4,17	4,1	0,07	-	0,37
11-12	4,17	4,1	0,07	-	0,44
12-13	4,17	3,5	0,67	-	1,11
13-14	4,17	3,5	0,67	-	1,78
14-15	4,17	4,7	-	-0,53	1,25
15-16	4,17	6,2	-	-2,03	-0,78
16-17	4,16	10,4	-	-6,24	-7,02
17-18	4,16	9,4	-	-5,24	-12,26
18-19	4,16	7,3	-	-3,14	-15,4
19-20	4,16	1,6	2,56	-	-12,84
20-21	4,16	1,6	2,56	-	-10,28
21-22	4,16	1	3,16	-	-7,12
22-23	4,16	0,6	3,56	-	-3,56
23-24	4,16	0,6	3,56	-	0
total	100	100	-	-	-

- **Calcul du volume de stockage R7 (Sidi Aissa)**

D'après le tableau(III.7) on a :

$$P_{\max} = |R^+_{\max}| + |R^-_{\max}| = 13.62 + |-15.40| = 29.02 \%$$

$$V_{\max} = \frac{P_{\max} \times Q_{\max}}{100} = \frac{29.02 \times 325.08}{100} = 94.33 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{total}} = V_{\max} + V_{\text{inc}}$$

$$V_{\text{total}} = 94.33 + 120$$

$$V_{\text{total}} = \mathbf{214.33 \text{ m}^3}$$

On a un réservoir existant de capacité de 150 m³ donc la capacité normalisée du réservoir qu'on va implanter est de 100 m³, dont :

Volume total : $V_{\text{total}} = 100 \text{ m}^3$
 Diamètre : $D = 5.64 \text{ m}$

Hauteur : $H = 4 \text{ m}$

III.7.10 Dimensionnement du réservoir R8 (Zaouiet Belamouri)

Ce réservoir est alimenté par le réservoir R6 par gravité avec un débit de $357.73 \text{ m}^3/\text{j}$ et il fait la distribution du village Zaouiet Belamouri.

Tableau (III.8) Détermination de la capacité du réservoir R8 (Zaouiet Belamouri)

Heures	Apport (%)	Distribution (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidus (%)
0-1	4,17	0,75	3,42	-	3,42
1-2	4,17	0,75	3,42	-	6,84
2-3	4,17	1	3,17	-	10,01
3-4	4,17	1	3,17	-	13,18
4-5	4,17	3	1,17	-	14,35
5-6	4,17	5,5	-	-1,33	13,02
6-7	4,17	5,5	-	-1,33	11,69
7-8	4,17	5,5	-	-1,33	10,36
8-9	4,17	3,5	0,67	-	11,03
9-10	4,17	3,5	0,67	-	11,7
10-11	4,17	6	-	-1,83	9,87
11-12	4,17	8,5	-	-4,33	5,54
12-13	4,17	8,5	-	-4,33	1,21
13-14	4,17	6	-	-1,83	-0,62
14-15	4,17	5	-	-0,83	-1,45
15-16	4,17	5	-	-0,83	-2,28
16-17	4,16	3,5	0,66	-	-1,62
17-18	4,16	3,5	0,66	-	-0,96
18-19	4,16	6	-	-1,84	-2,8
19-20	4,16	6	-	-1,84	-4,64
20-21	4,16	6	-	-1,84	-6,48
21-22	4,16	3	1,16	-	-5,32
22-23	4,16	2	2,16	-	-3,16
23-24	4,16	1	3,16	-	0
total	100	100	-	-	-

- **Calcul du volume de stockage R8 (Zaouiet Belamouri)**

D'après le tableau(III.8) on a :

$$P_{\text{max}} = |R_{\text{max}}^+| + |R_{\text{max}}^-| = 14.36 + |-6.48| = 20.84 \%$$

$$V_{\text{max}} = \frac{P_{\text{max}} \times Q_{\text{max}}}{100} = \frac{20.84 \times 357.75}{100} = 74.55 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{total}} = V_{\text{max}} + V_{\text{inc}}$$

$$V_{\text{total}} = 74.55 + 120$$

$$V_{\text{total}} = \mathbf{194.55 \text{ m}^3}$$

On a un réservoir existant de capacité de 150 m³ donc la capacité normalisée du réservoir qu'on va implanter est de 50 m³, dont :

$$\text{Volume total : } V_{\text{total}} = 50 \text{ m}^3$$

$$\text{Hauteur : } H = 4 \text{ m}$$

$$\text{Diamètre : } D = 3.99 \text{ m}$$

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons déterminé les volumes des différents réservoirs ainsi que leurs dimensions (hauteur, hauteur d'incendie et diamètre), garantissant l'alimentation en eau potable des deux communes.

Il paraît nécessaire de dimensionner les conduites véhiculant l'eau entre les réservoirs cette étude fera objet du chapitre suivant.

Chapitre IV :
Etude de l'adduction

Introduction

L'adduction est le procédé qui permet de transporter des débits d'eau depuis les zones de captage jusqu'au réservoir de stockage ou de distribution. Ce qui est le but de ce chapitre.

IV.1 Types d'adduction

D'après leur fonctionnement, les adductions peuvent être classées en trois groupes

- Adduction par refoulement
- Adduction gravitaire
- Adduction mixte.

IV.1.1 Adduction par refoulement

Dans une adduction par refoulement, le point à alimenté se trouve à une altitude supérieure à celle du captage donc l'écoulement est en charge par pompage.

IV.1.2 Adduction gravitaire

Dans une adduction gravitaire, le point de captage se situe à une altitude supérieure à celle du réservoir de desserte de l'agglomération et l'écoulement peut être à surface libre, c'est-à-dire sans pression, grâce à la pente, ordinairement uniforme sur tout le parcours ou en charge, c'est-à-dire sous pression.

IV.1.3 Adduction mixte

C'est une adduction où la conduite par refoulement se transforme en conduite gravitaire ou l'inverse. Le relais entre les deux types de conduite est assuré par un réservoir appelé réservoir tampon.

IV.2 Quelques notions sur l'adduction

Pour faire le dimensionnement des conduites d'adduction, nous prenons en considération les aspects suivants :

IV.2.1 Choix du tracé

Les conduites d'adduction seront posées selon certains facteurs d'ordre technique et économique, il exige les conditions suivantes [5] :

- Il est important de chercher un profil en long aussi régulier que possible, pour éliminer les contre pentes.
- En raison d'économie, le tracé doit être le plus court possible.
- Eviter les traversées d'Oueds, les zones marécageuses, les routes et les voies ferrées autant que possible.

Pour notre cas, nous étudions les tracés des conduites d'adduction qui s'étendent sur différentes longueurs, et que nous devons bien entendu respecter toutes les conditions citées précédemment y compris la prise en compte du système de protection contre la corrosion et le phénomène de coup de bélier qui peut endommager la conduite.

IV.2.2 Choix du type des conduites

Pour faire le choix du type de matériau à utiliser dans la construction des conduites, il faut prendre en considération les critères suivants [5] :

- Le diamètre.
- Les pressions exigées.
- Les conditions d'installation.
- Les prix unitaires de pose de l'adduction.
- La disponibilité sur le marché (production locale).
- Bonnes caractéristiques hydrauliques (coefficient de rugosité très fiable).
- Répond parfaitement aux normes de potabilité.
- Résiste à la corrosion interne, externe et micro biologique.
- Se raccorde facilement à d'autres réseaux (fonte, acier).
- Insensible aux mouvements de terrain (tremblement de terre).

Parmi les matériaux utilisés dans l'alimentation en eau potable, on peut citer : l'acier, la fonte, le PVC et le PE (polyéthène) à haute densité PEHD ou basse densité PEBD.

IV.2.2.1 Partie refoulement

Dans la partie refoulement on utilise souvent des conduites en fonte ductile, vu les avantages qu'elle présente :

- Résistance à la pression élevée, très rigide et solide ;
- La fonte permet de supporter des pressions de service atteignant 60 bars pour les conduites ne dépassant pas 300 mm de diamètre, et 40 bars pour les tuyaux de diamètre entre 300 et 600 mm, et 30 bars pour les tuyaux de diamètre supérieur à 600 mm ;
- Bonne résistance à la force intérieure ;
- Assure une longévité, à condition qu'elle soit bien entretenue ;
- Longue, ce qui diminue le nombre de raccordement et de joints ;

Les diamètres normalisés des conduites en fonte ductile avec des pressions de service sont joint en Annexe (3).

IV.2.2.2 Partie gravitaire

Pour la partie gravitaire, on utilise souvent des conduites en PEHD qui répondent aux objectifs recherchés, les raisons d'utilisation de polyéthylène sont innombrables, nous citons certaines d'entre elles :

- Bonne résistance à la corrosion interne, externe, microbiologique et à l'entartage;
- Disponibilité sur le marché ;
- Facilité de pose (grande flexibilité), possibilité d'enroulement en couronne pour les petits diamètres ;
- Fiabilité au niveau des branchements (réduction de risque de fuite) ;
- Bonnes caractéristiques hydrauliques (coefficient de rugosité très fiable) ;
- Répond parfaitement aux normes de potabilités

Les diamètres normalisés des conduites en PEHD avec des pressions de service sont joint en Annexe (4).

IV.2.3 Profil en long d'une adduction

Le profil en long de l'adduction est une donnée indispensable pour visualiser le fonctionnement de cette dernière. Il peut être établi à partir d'un relevé de terrain. On y reporte en x les distances, en y les altitudes. Il est indispensable de choisir une échelle différente pour chacun des axes de façon à bien visualiser les reliefs le long du tracé.

IV.2.4 La ligne piézométrique

La ligne piézométrique permet de visualiser la pression exercée par l'eau en chaque point du tracé. Elle correspond au niveau qu'atteindra l'eau dans un tuyau vertical connecté sur l'adduction.

IV.3 Etude technico-économique des conduites

Du point de vue économique, la conduite de refoulement et de la station de pompage sont dépendantes, c'est-à-dire que [6] :

- Plus le diamètre de la conduite est petit pour un même débit à relever plus la perte de charge sera grande d'où l'énergie dépensée sera importante ;
- Les frais d'exploitation de la station de pompage sont décroissants quand le diamètre augmente, par suite de la diminution des pertes de charge.

IV.3.1 Calcul du diamètre économique

IV.3.1.1 Dimensionnement de la conduite

L'étude du dimensionnement consiste à déterminer le diamètre optimal en se basant sur les dépenses d'exploitation et les dépenses d'amortissement de la conduite qui augmente avec l'augmentation du diamètre.

IV.3.1.2 Méthode de calcul

- Pour les conduites de refoulement, ce diamètre est déterminé approximativement par les deux formules suivantes : Ces formules sont données comme suit [3] :

- La formule de BONNIN

$$D = \sqrt{Q} \quad (\text{IV.1})$$

- La formule de BRESS

$$D = 1.5 \times \sqrt{Q} \quad (\text{IV.2})$$

Avec :

- D : Diamètre de la conduite en mètre ;
- Q : Débit véhiculé en m³/s

L'utilisation simultanée de ces deux relations fournit l'intervalle des diamètres optimaux; et cela par rapport à une fourchette de vitesse qui est comprise entre 0.5 et 1.5 m/s à respecter.

- Pour les conduites gravitaires, ce diamètre est déterminé approximativement avec le choix de la vitesse d'écoulement qui est comprise entre V_{\min} et V_{\max} .

$$D_{\min} = \sqrt{\frac{4 \times Q}{\pi \times V_{\max}}} \quad (\text{IV.3})$$

$$D_{\max} = \sqrt{\frac{4 \times Q}{\pi \times V_{\min}}} \quad (\text{IV.4})$$

Avec :

- V_{\min} : la vitesse minimale de l'écoulement qui est de 0.5 m/s ;
- V_{\max} : la vitesse maximale de l'écoulement qui est de 1.5 m/s à 2 m/s ;
- D_{\min} : le diamètre minimal de la conduite (m) ;
- D_{\max} : le diamètre maximal de la conduite (m) ;
- Q : le débit qui doit transiter dans la conduite (m³/s).

IV.3.2 Calcul de la vitesse

La vitesse d'écoulement se calcul à partir de la formule suivante :

$$V = \frac{4 \times Q}{\pi \times D^2} \quad (\text{IV.5})$$

Avec :

- V : vitesse d'écoulement (m/s) ;
- Q : Débit véhiculé par la conduite (m³/s) ;
- D : Diamètre de la conduite (m).

IV.3.3 Calcul des pertes de charge

Les pertes de charge correspondent aux pertes d'énergie de l'eau sur son parcours, dues au frottement des particules du liquide entre elles, ou avec les parois de la conduite. On distingue :

- Les pertes de charge linéaires qui correspondent aux frottements de l'eau contre les parois de la tuyauterie, elles peuvent être calculées ou tirées à partir d'un abaque. Elles sont exprimées en (m/m) et varient avec le débit qui transite dans l'adduction ;
- Les pertes de charge singulières qui correspondent à la présence d'un obstacle particulier, coude, vanne...etc. Elles sont généralement données par le constructeur et exprimées en (m/m).

IV.3.3.1 Les pertes de charge linéaires

Elles sont données par la formule de Darcy-Weisbbach :

$$Jl = \frac{\lambda L V^2}{2 g D} \quad (\text{IV.6})$$

Avec :

- J : Perte de charge linéaire (m/m) ;
- g : Accélération de la pesanteur (9.81 m/s²) ;
- L : Longueur de la conduite (m) ;
- D : Diamètre de la conduite (m) ;
- V : Vitesse moyenne de l'écoulement (m/s) ;

- Z : Coefficient de Darcy, calculé par la formule de COLEBROOK.

➤ **Calcul du coefficient de pertes de charge (λ)**

Pour déterminer le coefficient des pertes de charge λ aux différents régimes, on peut appliquer les formules ci-dessous, et pour plus de commodité λ est déterminé à partir de l'abaque de MOODY (Annexe 2) [7] :

➤ **Régime transition**

Formule de COLBROOK :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left[\frac{2.51}{Re\sqrt{\lambda}} + \frac{K}{3.71 \times D} \right] \quad (\text{IV.7})$$

➤ **Régime turbulent rugueux**

Formule de NIKURADZI :

$$\lambda = \left(1.14 - 0.86 \times \ln \frac{K}{D} \right)^{-2} \quad (\text{IV.8})$$

Avec :

- K : Rugosité absolue (mm).
- Re : Nombre de Reynolds qui est calculé comme suit :

$$Re = \frac{v D}{\nu} \quad (\text{IV.9})$$

- ν : Viscosité cinématique de l'eau, donnée par la formule de STOCKS.

$$\nu = \frac{0.0178}{1 + 0.0337 t + 0.000221 t^2} \quad (\text{IV.10})$$

Avec :

- T : Température de l'eau en degré, à T = 20°C : $\nu = 0.01$ stocks = 10^{-6} m²/s.

Pour tubes en PEHD [8]

$$K = 0.02 \text{ mm.}$$

Pour la fonte ductile [8]

$$K = 0.15 \text{ mm.}$$

IV.3.3.2 Les pertes de charge singulières

Elles sont provoquées par les coudes, les vannes, les clapets ..., etc. Elles sont estimées à :

- 10 % des pertes de charge linéaires pour le PEHD

$$J_s = 0.1 \times J_l \quad (\text{IV.11})$$

- 15 % des pertes de charge linéaires pour la fonte ductile

$$J_s = 0.15 \times J_l \quad (\text{IV.12})$$

IV.3.3.3 Les pertes de charge totales

Elles représentent la somme des pertes charge linéaires et singulières pour chaque conduite de longueur L, donc on aura :

$$J_t = J_l + J_s \quad (\text{IV.13})$$

IV.3.4 Détermination de la hauteur manométrique

Elle représente une hauteur d'élévation fictive qui résulte de la somme de la hauteur géométrique et les pertes de charge résultantes de l'aspiration et du refoulement.

$$H_{mt} = H_g + H_t \quad (\text{IV.14})$$

IV.3.5 Puissance absorbée par la pompe

C'est la puissance mécanique absorbée au niveau de l'arbre de la pompe, elle est exprimée par la formule suivante

$$P_a = \frac{g \times H_{mt} \times Q}{\eta} \quad (\text{IV.15})$$

Avec :

- P_a : Puissance absorbée par la pompe (KW) ;
- η : Rendement de la pompe en % (généralement on prend 75%).

IV.3.6 Energie consommée par la pompe

Elle est donnée par la formule suivante :

$$E = P_a \times T_p \times 365 \quad (\text{IV.16})$$

Avec :

- E : Energie consommée par la pompe (KWh) ;
- T_p : Nombre d'heure de pompage (20h) ;
- P_a : Puissance absorbée par la pompe (KW).

IV.3.7 Frais d'exploitation

Les frais d'exploitation se calculent comme suit :

$$F_{exp} = E \times e' \text{ (DA)} \quad (\text{IV.17})$$

Avec :

- E : Energie consommée par la pompe (KWh) ;
- e' : Prix unitaire du KWh, fixé par la SONELGAZ (4.67DA).

IV.3.8 Frais d'amortissement

$$Fam = Pu \times L \times A \quad (IV.18)$$

Avec :

- Pu : Prix unitaire de la conduite (DA/m1) ;
- L : Longueur de la conduite (m) ;
- A : Amortissement annuel.

$$A = \frac{i}{(i+1)^{n-1}} + i \quad (IV.19)$$

Avec :

- i : Taux d'annuité ;
- n : nombre d'année sur lesquelles s'effectuera l'amortissement.

D'où :

$$A = \frac{0.08}{(1.08)^{30} - 1} + 0.08 = 0.089 = 8.9\%$$

$$A=8.9\%$$

IV.3.9 Calcul du bilan

Le bilan sera calculé par la formule suivante :

$$Bl = Fexp + Fam \quad (IV.20)$$

Avec :

- Bl : Bilan (DA) ;
- Fexp : Frais d'exploitation (DA) ;
- Fam : Frais d'amortissement (DA).

IV.4 Les équipements de l'adduction

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

IV.4.1 Les vanne de sectionnement

Les vannes sont des pièces qui permettent de sectionner, régler et régulariser l'écoulement de l'eau dans le réseau et d'assurer une exploitation rationnelle. Il existe plusieurs types :

IV.4.1.1 Les robinets vanne à opercule

Ce sont des appareils de sectionnement à ouverture ou fermeture totale. La pièce maîtresse est constituée d'un obturateur, dont une vis de manœuvre assure le déplacement au cours de sa rotation.

Elles sont généralement placées sur le réseau tertiaire et le réseau secondaire (Figure (IV.1)).



Figure (IV.1) Vanne à opercule

IV.4.1.2 Les vannes à papillon

Ce sont des appareils de réglage de débit et de sectionnement. La pièce maîtresse est un disque appelé papillon qui pivote autour d'un axe perpendiculaire à celui de la canalisation pour en assurer l'ouverture ou la fermeture (Figure (IV.2)).



Figure (IV.2) Vanne à papillon

IV.4.1.3 La vidange

Les vidanges sont placées aux points bas du réseau pour assurer la purge des conduites en cas d'entretien du réseau. Une vidange est constituée :

- D'une vanne ;
- D'une conduite de décharge ;
- D'un regard de vidange à partir duquel l'eau est évacuée dans le système d'assainissement pluvial.

IV.4.2 Ventouse

Appareils mis en place aux points hauts de la canalisation et servent à l'évacuation de l'air présent dans les conduites afin de rétablir le diamètre de la conduite pour l'eau, de bloquer le déplacement des poches d'air vers des lieux où elles pourraient provoquer des coups de Bélier importants et d'admettre l'air atmosphérique dans certaines conditions pour éviter l'écrasement des conduites (Figure (IV.3)).



Figure (IV.3) Ventouse

IV.4.3 Les clapets anti retour

Les clapets de non-retour permettent de diriger l'écoulement dans une seule direction. Ils sont installés au palier de pression sur les réseaux et sur les conduites de refoulement, après les pompes (Figure ((IV.4)).



Figure(IV.4) Clapet anti retour

IV.4.4 Crépine

Ce sont des appareils en forme de panier percé de trous, placés à l'extrémité des canalisations d'aspiration, afin d'empêcher l'introduction des corps étrangers dans les pompe.

IV.5 Description du schéma de l'adduction

Le point de démarrage est le réservoir de Sour el Ghozlane de 12000 m³ situé à une côte de 965 m, l'eau sera refoulée vers la station de reprise SR1 (Hakimia) à une côte de 1091 m, puis vers le réservoir R1 de 500 m³ d'une côte de 1177 m.

Par la suite, l'adduction vers le réservoir R2 (Meqnine (Thenia)) est assurée par gravité jusqu'à Sidi Daoud puis l'eau sera refoulée par une station de reprise à une côte de 1060 m vers le réservoir R2 d'une côte de 1216 m. Et une autre adduction gravitaire vers le réservoir R3 d'une côte de 1022 m vers les réservoirs de Hadjera Zerga d'une côte de 867 m, et un autre réservoir R9 alimenté par un forage à une côte de 986 m termine dans ces derniers sur la même adduction.

Ce réservoir de Hadjera Zerga assure une adduction gravitaire vers le réservoir R5 (Trairicha) d'une cote de 782 m, puis l'eau s'écoulera vers le réservoir R6 d'une cote de 743 m qui distribue à Zaouiet Belamouri à une côte de 710 m et vers le réservoir de Sidi Aissa à une côte de 715 m.

IV.6 Dimensionnement des différents tronçons d'adduction

IV.6.1 Dimensionnement de l'adduction (Partie refoulement)

IV.6.1.1 Tronçon R – SR1

➤ **Caractéristiques du tronçon :**

- Débit : $Q = 0.0338 \text{ m}^3/\text{s}$.
- Longueur : $L = 9388 \text{ m}$.
- Cote du radier R : $CR_R = 965 \text{ m}$.
- Cote du trop plein de SR1 : $C_{SR1} = 1095 \text{ m}$.
- La hauteur disponible H_g : $H_g = C_{SR1} - CR_R = 130 \text{ m}$.

➤ **Calcul du diamètre**

$D_{\text{BONNIN}} = 0.183 \text{ m}$.

$D_{\text{BRESS}} = 0.275 \text{ m}$.

Les diamètres extérieurs normalisés pour la fonte ductile (PN 40) sont : 200, 250 et 300 mm.

➤ **Calcul de Hmt**

Les calculs sont regroupés dans le tableau (IV.1) ci-après :

Tableau (IV.1) Calcul de la Hmt du tronçon R – SR1.

D (m)	Q (m ³ /s)	V (m/s)	Re	L (m)	λ	Δh_t (m)	Hg (m)	Hmt (m)
0,2	0,0338	1,0764	215286,624	9388	0,01862	51,6224	130	181,6224
0,25	0,0338	0,6889	172229,299	9388	0,01768	16,0633	130	146,0633
0,3	0,0338	0,4784	143524,416	9388	0,01697	6,1945	130	136,1945

➤ **Calcul des frais d'exploitation**

Les calculs sont regroupés dans le tableau (IV.2) ci-après :

Tableau (IV.2) Calcul des frais d'exploitation du tronçon R – SR1.

D (m)	Q (m ³ /s)	Hmt (m)	P (KW)	E (KWh)	Fexp (Da/KWh)
0,2	0,0338	181,6224	80,2960	586160,743	2737370,67
0,25	0,0338	146,0633	64,5752	471398,739	2201432,109
0,3	0,0338	136,1945	60,2121	439548,475	2052691,379

➤ **Calcul des frais d'amortissement**

Les calculs sont regroupés dans le tableau (IV.3) ci-après :

Tableau (IV.3) Calcul des frais d'amortissement du tronçon R – SR1.

D (m)	Prix (Da/ml)	L (m)	A	Famo (Da)
0,2	3800	9388	0,089	3175021,6
0,25	5750	9388	0,089	4804309,0
0,3	6500	9388	0,089	5430958

➤ **Calcul du bilan**

Les calculs sont regroupés dans le tableau (IV.4) ci-après :

Tableau (IV.4) Calcul du bilan du tronçon R – SR1.

D	V	F _{exp}	F _{amo}	Bilan
0,2	1,0764	2737370,67	3175021,6	5912392,27
0,25	0,6889	2201432,11	4804309,0	7005741,11
0,3	0,4784	2052691,38	5430958	7483649,38

D'après les résultats du tableau ci-dessus, le diamètre le plus économique est **D=200mm** avec une vitesse favorable de **V=1.0764 m/s**.

IV.6.1.2 Tronçon SR1 – R1

➤ **Caractéristiques du tronçon :**

- Débit : $Q = 0.0263 \text{ m}^3/\text{s}$.
- Longueur : $L = 10508 \text{ m}$.
- Cote du radier R : $CR_{SR1} = 1091 \text{ m}$.
- Cote du trop plein de R1 : $CR_1 = 1181 \text{ m}$.
- La hauteur disponible H_g : $H_g = CR_1 - CR_{SR1} = 90 \text{ m}$.

➤ **Calcul du diamètre :**

$D_{BONNIN} = 0.162 \text{ m}$.

$D_{BRESS} = 0.243 \text{ m}$.

Les diamètres extérieurs normalisés pour la fonte ductile (PN 40) sont : 150, 200 et 250 mm.

➤ **Calcul du Hmt :**

Les calculs sont regroupés dans le tableau (IV.5) suivant :

Tableau (IV.5) Calcul du Hmt du tronçon SR1 – R1.

D (m)	Q (m ³ /s)	V (m/s)	Re	L (m)	λ	Δh_t (m)	H _g (m)	Hmt (m)
0,15	0,0263	1,4890	223354,565	10508	0,01995	157,9022	90	247,9022
0,2	0,0263	0,8376	167515,924	10508	0,01862	34,9835	90	124,9835
0,25	0,0263	0,5361	134012,739	10508	0,01768	10,8858	90	100,8858

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

Les calculs sont regroupés dans le tableau (IV.6) suivant :

Tableau (IV.6) Calcul des frais d'exploitation du tronçon SR1 – R1.

D (m)	Q (m ³ /s)	Hmt (m)	P (KW)	E (KWh)	F _{exp} (Da/KWh)
0,15	0,0338	247,9022	109,5986	800069,582	3736324,95
0,2	0,0338	124,9835	55,2557	403366,665	1883722,328
0,25	0,0338	100,8858	44,6020	325594,677	1520527,14

➤ **Calcul des frais d'amortissement :**

Les calculs sont regroupés dans le tableau (IV.7) suivant :

Tableau (IV.7) Calcul des frais d'amortissement du tronçon SR1 – R1.

D (m)	Prix (Da/ml)	L (m)	A	Famo (Da)
0,15	3300	10508	0,089	3086199,6
0,2	3800	10508	0,089	3553805,6
0,25	5750	10508	0,089	5377469

➤ **Calcul du bilan :**

Les calculs sont regroupés dans le tableau (IV.8) suivant :

Tableau (IV.8) Calcul du bilan du tronçon SR1 – R1.

D (m)	V (m/s)	Fexp (Da/KWh)	Famo (Da)	Bilan
0,15	1,4890	3736324,95	3086199,6	6822524,55
0,2	0,8376	1883722,33	3553805,6	5437527,93
0,25	0,5361	1520527,14	5377469	6897996,14

D'après les résultats du tableau ci-dessus, le diamètre le plus économique est **D=200mm** avec une vitesse favorable de **V=0.8376 m/s**.

IV.6.1.3 Tronçon SR2 – R2

➤ **Caractéristiques du tronçon :**

- Débit : $Q = 0.0056 \text{ m}^3/\text{s}$.
- Longueur : $L = 2400 \text{ m}$.
- Cote du radier R : $CR_{SR2} = 1060 \text{ m}$.
- Cote du trop plein de R2 : $C_{R2} = 1220 \text{ m}$.
- La hauteur disponible H_g : $H_g = C_{R2} - CR_{SR2} = 160 \text{ m}$.

➤ **Calcul du diamètre :**

$D_{\text{BONNIN}} = 0.074 \text{ m}$.

$D_{\text{BRESS}} = 0.112 \text{ m}$.

Les diamètres extérieurs normalisés pour la fonte ductile (PN 40) sont : 80 et 100 mm.

➤ **Calcul du Hmt :**

Les calculs sont regroupés dans le tableau (IV.9) ci-dessous :

Tableau (IV.9) Calcul du Hmt du tronçon SR2 – R2.

D (m)	Q (m ³ /s)	V (m/s)	Re	L (m)	λ	Δh_t (m)	Hg (m)	Hmt (m)
0,08	0,0056	1,1146	89171,9745	2400	0,02338	44,4155	160	204,4155
0,1	0,0056	0,7134	71337,5796	2400	0,02207	13,7361	160	173,7361
0,125	0,0056	0,4566	57070,0637	2400	0,02086	4,2550	160	164,2550

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

Les calculs sont regroupés dans le tableau (IV.10) ci-après :

Tableau (IV.10) Calcul des frais d'exploitation du tronçon SR2 – R2.

D (m)	Q (m ³ /s)	Hmt (m)	P (KW)	E (KWh)	Fexp (Da/KWh)
0,08	0,0338	204,4155	90,3729	659722,315	3080903,212
0,1	0,0338	173,7361	76,8094	560708,928	2618510,695
0,125	0,0338	164,2550	72,6178	530109,922	2475613,337

➤ **Calcul des frais d'amortissement :**

Les calculs sont regroupés dans le tableau (IV.11) ci-dessous :

Tableau (IV.11) Calcul des frais d'amortissement du tronçon SR – R2.

D (m)	Prix (Da/ml)	L (m)	A	Famo (Da)
0,08	2500	2400	0,089	534000,0
0,1	2800	2400	0,089	598080,0
0,125	3000	2400	0,089	640800

➤ **Calcul du bilan :**

Les calculs sont regroupés dans le tableau (IV.12) ci-dessous :

Tableau (IV.12) Calcul du bilan du tronçon SR2 – R2.

D (m)	V (m/s)	Fexp (Da/KWh)	Famo (Da)	Bilan
0,08	1,1146	3080903,21	534000,0	3614903,21
0,1	0,7134	2618510,7	598080,0	3216590,70
0,125	0,4566	2475613,34	640800	3116413,34

D'après les résultats du tableau ci-dessus, le diamètre le plus économique est **D=100 mm** avec une vitesse favorable de **V=0.7134 m/s**.

IV.6.2 Dimensionnement de l'adduction (partie gravitaire)

IV.6.2.1 Tronçon R1 – R_{bâche}

➤ **Caractéristiques du tronçon :**

- Débit : $Q = 0.0056 \text{ m}^3/\text{s}$.
- Longueur : $L = 7960 \text{ m}$.
- Cote du radier R : $CR_{R1} = 1177 \text{ m}$.
- Cote du trop plein de R_{bâche} : $CR_{\text{bâche}} = 1060 \text{ m}$.
- La hauteur disponible H_g : $H_g = CR_{R1} - CR_{\text{bâche}} = 113 \text{ m}$.

➤ **Calcul du diamètre**

On utilisant les formules (IV.3) et (IV.4), on trouve $D_{\min} = 0.059 \text{ m}$, $D_{\max} = 0.119 \text{ m}$.

Les diamètres extérieurs normalisés pour le PEHD (PN 16) sont : 75, 90, 110 et 125 mm.

➤ **Calcul des pertes de charge totales Δh_t (m)**

Les calculs sont regroupés dans le tableau (IV.13) suivant :

Tableau (IV.13) Calcul des pertes de charges totales Δh_t (m) du tronçon R1 – SR2.

D (m)	Q (m ³ /s)	V (m/s)	Re	L (m)	λ	Δh_t (m)	Hg (m)
0,075	0,0056	1,2682	95116,773	7960	0,01481	128,8480	113
0,09	0,0056	0,8807	79263,9774	7960	0,01426	49,8602	113
0,11	0,0056	0,5896	64852,345	7960	0,01369	17,5503	113
0,125	0,0056	0,4566	57070,0637	2300	0,01334	2,6086	133

- On optera pour un diamètre de **90 mm** avec une perte de charge $\Delta h_t = 49.8602$ m qui est inférieure à **Hg = 113 m**, avec une vitesse acceptable **V = 0.8807 m/s**.
- Sachant que $\Delta h_v = H_g - \Delta h_t$

Avec :

- Δh_t : pertes de charge totales ;
 - Δh_v : pertes de charge créée par la vanne.
- Pour que l'eau arrive à la station de reprise, il faut $\Delta h_t < H_g \rightarrow H_g - \Delta h_t > 0 \rightarrow \Delta h_v > 0$.
 - Le cas le plus favorable est lorsque $\Delta h_t = H_g \rightarrow \Delta h_v = 0$: qui veut dire que les pertes de charge dans les conduites sont égales à la hauteur disponible produites par la hauteur géométrique.

Pour assuré le même débit et la même vitesse dans la conduite avec le diamètre de 80 mm on utilise une vanne à papillon.

➤ **Calcul des pertes de charge créée par la vanne**

$$\Delta h_v = H_g - \Delta h_t$$

$$\Delta h_v = 113 - 49.8602 = 63.1398 \text{ m.}$$

Calcul du coefficient des pertes de charge ε :

$$\Delta h_v = \varepsilon \times \frac{v^2}{2 \times g} \quad (\text{IV.21})$$

$$\varepsilon = \Delta h_v \times \frac{2 \times g}{v^2}$$

$$\varepsilon = 63.1398 \times \frac{2 \times 9.81}{0.8807^2} = 1597.15$$

L'évolution du coefficient de pertes de charge ε d'une vanne à papillon en fonction de son degré d'ouverture est présentée dans le tableau (IV.14) et la figure (IV.5) ci-après [5] :

Tableau (IV.14) Evolution du coefficient de pertes de charge d'une vanne à papillon en fonction de son degré d'ouverture

E	0,25	0,52	1,54	3,91	10,8	18,7	32,6	118	751	1400
Angle d'inclinaison (Θ°)	0-5	10	20	30	40	45	50	60	70	80

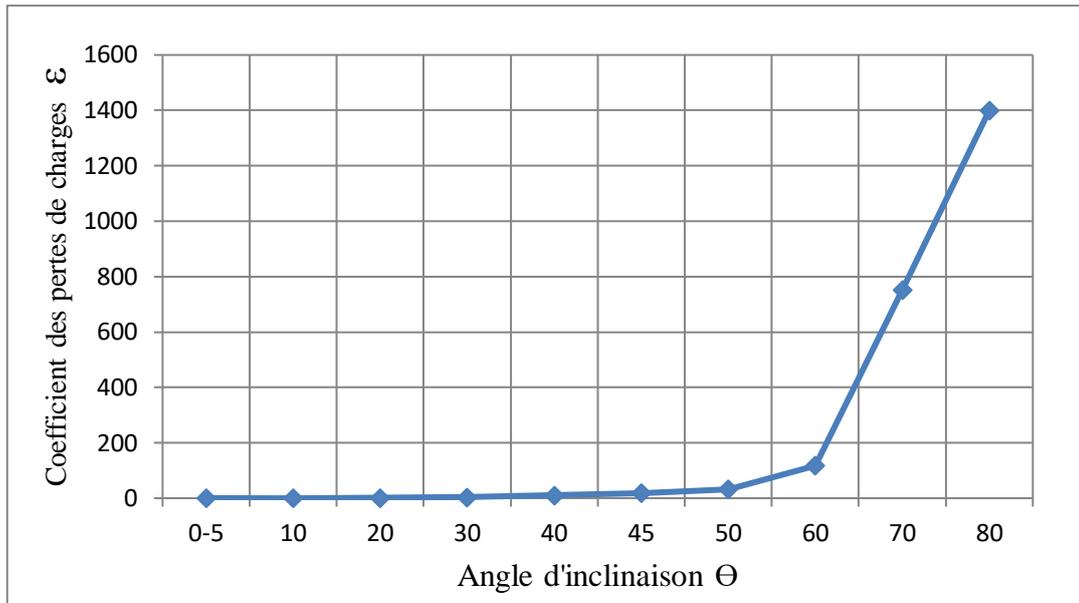


Figure (IV.5) Evolution du coefficient de pertes de charge d'une vanne à papillon en fonction de son degré d'ouverture

D'après la figure (IV.5) et le tableau (IV.14), on trouve que l'angle d'ouverture de la vanne à papillon est de $\Theta = 83^\circ$.

IV.6.2.2 Tronçon R1 – R3

➤ **Caractéristiques du tronçon :**

- Débit : $Q = 0.0207 \text{ m}^3/\text{s}$.
- Longueur : $L = 1486 \text{ m}$.
- Cote du radier R1 : $CR_{R1} = 1177 \text{ m}$.
- Cote du trop plein de R3 : $CR_{R3} = 1018 \text{ m}$.
- La hauteur disponible H_g : $H_g = CR_{R1} - CR_{R3} = 159 \text{ m}$.

➤ **Calcul du diamètre**

On utilisant les formules (IV.3) et (IV.4), on trouve $D_{\min} = 0.114 \text{ m}$, $D_{\max} = 0.229 \text{ m}$.

Les diamètres extérieurs normalisés pour le PEHD (PN16) sont : 125, 160, 200 et 250 mm.

➤ **Calcul des pertes de charge totales Δh_t (m)**

Les calculs sont regroupés dans le tableau (IV.15) suivant :

Tableau (IV.15) Calcul des pertes de charge totales Δh_t (m) du tronçon R1 – R3.

D (m)	Q (m^3/s)	V (m/s)	Re	L (m)	λ	Δh_t (m)	H_g (m)
0,125	0,0207	1,6876	210955,414	1486	0,01334	23,0286	159
0,16	0,0207	1,0301	164808,917	1486	0,01271	6,3852	159
0,2	0,0207	0,6592	131847,134	1486	0,01218	2,0046	159
0,25	0,0207	0,4219	105477,707	1486	0,01168	0,6299	159

- On optera pour un diamètre de **125 mm** avec une perte de charge $\Delta ht = 23.0286 \text{ m}$ qui est inférieure à $H_g = 159 \text{ m}$, avec une vitesse acceptable $V = 1.6876 \text{ m/s}$.
- Sachant que $\Delta hv = H_g - \Delta ht$

Avec :

- Δht : pertes de charge totales ;
- Δhv : pertes de charge créée par la vanne.

Pour assuré le même débit et la même vitesse dans la conduite avec le diamètre de 125 mm on utilise une vanne à papillon.

➤ **Calcul des pertes de charge créée par la vanne**

$$\begin{aligned}\Delta hv &= H_g - \Delta ht \\ \Delta hv &= 159 - 23.0286 = 135.971 \text{ m.}\end{aligned}$$

Calcul du coefficient des pertes de charge ε :

$$\begin{aligned}\Delta hv &= \varepsilon \times \frac{V^2}{2 \times g} \\ \varepsilon &= \Delta hv \times \frac{2 \times g}{V^2} \\ \varepsilon &= 135.971 \times \frac{2 \times 9.81}{1.6876^2} = 936.71\end{aligned}$$

D'après la figure (IV.5) et le tableau (IV.14), on trouve que l'angle d'ouverture de la vanne à papillon est de $\Theta = 73^\circ$.

IV.6.2.3 Tronçon R3 – PR

➤ **Caractéristiques du tronçon :**

- Débit : $Q = 0.0207 \text{ m}^3/\text{s}$.
- Longueur : $L = 3105 \text{ m}$.
- Cote du radier R : $CR_{R3} = 1022 \text{ m}$.
- Cote du point de raccordement PR : $C_{PR} = 950 \text{ m}$.

➤ **Calcul du diamètre**

On utilisant les formules (IV.3) et (IV.4), on trouve $D_{\min} = 0.114 \text{ m}$, $D_{\max} = 0.229 \text{ m}$.

Les diamètres extérieurs normalisés pour PEHD (PN16) sont : 125, 150, 200 et 250mm.

➤ **Calcul des pertes de charge totales Δht (m)**

Les calculs sont regroupés dans le tableau (IV.16) suivant :

Tableau (IV.16) Calcul des pertes de charge totales Δht (m) du tronçon R3 – Raccordement

D (m)	Q (m ³ /s)	V (m/s)	Re	L (m)	λ	Δht (m)	Hg (m)
0,125	0,0207	1,6876	210955,414	3105	0,01334	48,1183	72
0,16	0,0207	1,0301	164808,917	3105	0,01271	13,3418	72
0,2	0,0207	0,6592	131847,134	3105	0,01218	4,1886	72
0,25	0,0207	0,4219	105477,707	3105	0,01168	1,3162	72

- On optera pour un diamètre de **125 mm** avec une perte de charge $\Delta h_t = 48.1183 \text{ m}$ qui est inférieure à $H_g = 72 \text{ m}$, avec une vitesse acceptable $V = 1.6876 \text{ m/s}$.
- Sachant que $\Delta h_v = H_g - \Delta h_t$

Avec :

- Δh_t : pertes de charge totales ;
- Δh_v : pertes de charge créée par la vanne.

Pour assuré le même débit et la même vitesse dans la conduite avec le diamètre de 125 mm on utilise une vanne à papillon.

➤ **Calcul des pertes de charge créée par la vanne**

$$\begin{aligned}\Delta h_v &= H_g - \Delta h_t \\ \Delta h_v &= 72 - 48.1183 = 23.881 \text{ m.}\end{aligned}$$

Calcul du coefficient des pertes de charge ε :

$$\begin{aligned}\Delta h_v &= \varepsilon \times \frac{V^2}{2 \times g} \\ \varepsilon &= \Delta h_v \times \frac{2 \times g}{V^2} \\ \varepsilon &= 23.881 \times \frac{2 \times 9.81}{1.6876^2} = 164.51\end{aligned}$$

D'après la figure (IV.5) et le tableau (IV.14), on trouve que l'angle d'ouverture de la vanne à papillon est de $\Theta = 61^\circ$.

La charge au point de raccordement H_{Pr} :

$$H_{Pr} = CR_{R3} - \Delta h_{R3-Pr} = 1022 - 48.1183 = 973.881 \text{ m}$$

IV.6.2.4 Tronçon R9 (forage) –point de Raccordement (PR)

- **Caractéristiques du tronçon :**
- Débit : $Q = 0.002 \text{ m}^3/\text{s}$.
 - Longueur : $L = 120 \text{ m}$.
 - Cote du radier R : $CR_{R9} = 986 \text{ m}$.

➤ **Calcul du diamètre**

On utilisant les formules (IV.3) et (IV.4), on trouve $D_{\min} = 0.035 \text{ m}$, $D_{\max} = 0.071 \text{ m}$.

Les diamètres extérieurs normalisés pour le PEHD (PN16) sont : 40, 50, 63 et 75 mm.

➤ **Calcul des pertes de charge totales Δh_t (m)**

Les calculs sont regroupés dans le tableau (IV.17) suivant :

Tableau (IV.17) Calcul des pertes de charge totales Δh_t (m) du tronçon R9 (forage) – point de raccordement PR

D (m)	Q (m ³ /s)	V (m/s)	Re	L (m)	λ	Δh_t (m)	Hg (m)
0,04	0,002	1,5924	63694,268	120	0,02830	10,9737	24
0,05	0,002	1,0191	50955,414	120	0,02656	3,3744	24
0,063	0,002	0,6419	40440,805	120	0,02492	0,9969	24
0,075	0,002	0,4529	33970,276	120	0,02378	0,3979	24

– On optera pour un diamètre de **40 mm** avec une perte de charge $\Delta h_t = 10.9737$ m avec une vitesse acceptable $V = 1.5924$ m/s.

La charge au point de raccordement H_{PR} :

$$H_{PR} = CR_{R9} - \Delta h_{R9-PR} = 986 - 10.9737 = 975.03 \text{ m}$$

Pour que les conduites véhiculent les mêmes débits avec lesquels elles sont dimensionnées, on doit avoir la même charge au point de raccordement. Ce n'est pas le cas, alors on doit placer une vanne au niveau du tronçon R9-PR pour créer des pertes de charge singulières, et passer de la charge 975.03 m à 973.881. Ses pertes de charge sont de :

$$\Delta h = 975.03 - 973.881 = 1.149 \text{ m.}$$

$$\Delta h_v = \Delta h_{R9-PR} - \Delta h = 10.9737 - 1.149 = 9.824 \text{ m}$$

Calcul du coefficient des pertes de charge ε :

$$\Delta h_v = \varepsilon \times \frac{v^2}{2 \times g}$$

$$\varepsilon = \Delta h_v \times \frac{2 \times g}{v^2}$$

$$\varepsilon = 9.824 \times \frac{2 \times 9.81}{1.5924^2} = 76.01$$

D'après la figure (IV.5) et le tableau (IV.14), on trouve que le nouveau angle d'ouverture de la vanne à papillon est de $\Theta = 56^\circ$.

IV.6.2.5 Tronçon PR – R4

➤ Caractéristiques du tronçon :

- Débit : $Q = 0.0227$ m³/s.
- Longueur : $L = 4350$ m.
- La charge au point de raccordement : $H_{PR} = 971.3$ m.
- Cote du trop plein de R4 : $CR_4 = 871$ m.

➤ Calcul du diamètre

On utilisant les formules (IV.3) et (IV.4), on trouve $D_{\min} = 0.120$ m, $D_{\max} = 0.240$ m.

Les diamètres extérieurs normalisés pour le PEHD (PN16) sont: 125, 160, 200 et 250 mm.

➤ **Calcul des pertes de charge totales Δh_t (m)**

Les calculs sont regroupés dans le tableau (IV.18) suivant :

Tableau (IV.18) Calcul des pertes de charges totales Δh_t (m) du tronçon R4 – R5.

D (m)	Q (m ³ /s)	V (m/s)	Re	L (m)	λ	Δh_t (m)	H _g (m)
0,125	0,0227	1,8507	231337,580	4350	0,01334	81,0679	100,3
0,16	0,0227	1,1296	180732,484	4350	0,01271	22,4778	100,3
0,2	0,0227	0,7229	144585,987	4350	0,01218	7,0568	100,3
0,25	0,0227	0,4627	115668,79	4350	0,01168	2,2175	100,3

- On optera pour un diamètre de **125 mm** avec une perte de charge $\Delta h_t = 81.0679$ avec une vitesse acceptable **V = 1.8507 m/s**.

La charge au niveau du réservoir R4 est H_{R4} :

$$H_{R4} = H_{Pr} - \Delta h_{Pr-R4} = 971.3 - 81.0679 = 890.232\text{m}$$

La charge 890.232 m à l'extrémité aval de la conduite PR-R4, est la charge qui assure le débit de 0.0227 m³/s. La cote trop plein au réservoir R4 qui est de 871m, inférieure à 890.232 m, nous oblige à placer une vanne au niveau de cette conduite.

➤ **Calcul des pertes de charge créée par la vanne**

$$\Delta h_{Pr-R4} = H_{R4} - C_{R4} = 890.232 - 871 = 19.232\text{ m}$$

Calcul du coefficient des pertes de charge ε :

$$\Delta h_v = \varepsilon \times \frac{v^2}{2 \times g}$$

$$\varepsilon = \Delta h_v \times \frac{2 \times g}{v^2}$$

$$\varepsilon = 19.232 \times \frac{2 \times 9.81}{1.8707^2} = 110.166$$

D'après la figure (IV.5) et le tableau (IV.14), on trouve que l'angle d'ouverture de la vanne à papillon est de $\Theta = 59^\circ$.

IV.6.2.6 Tronçon R4 – R5

➤ **Caractéristiques du tronçon :**

- Débit : $Q = 0.0119\text{ m}^3/\text{s}$.
- Longueur : $L = 5500\text{ m}$.
- Cote du radier R4 : $C_{R4} = 867\text{ m}$.
- Cote du trop plein de R5 : $C_{R5} = 786\text{ m}$.
- La hauteur disponible H_g : $H_g = C_{R5} - C_{R4} = 81\text{ m}$.

➤ **Calcul du diamètre**

On utilisant les formules (IV.3) et (IV.4), on trouve $D_{\min} = 0.087\text{ m}$, $D_{\max} = 0.174\text{ m}$.

Les diamètres extérieurs normalisés pour le PEHD (PN16) sont 110, 125, 160 et 200 mm.

➤ **Calcul des pertes de charge totales Δh_t (m)**

Les calculs sont regroupés dans le tableau (IV.18) suivant :

Tableau (IV.19) Calcul des pertes de charges totales Δh_t (m) du tronçon R4 – R5.

D (m)	Q (m ³ /s)	V (m/s)	Re	L (m)	λ	Δh_t (m)	Hg (m)
0,11	0,0119	1,2528	137811,233	5500	0,01369	54,7586	81
0,125	0,0119	0,9702	121273,885	5500	0,01334	28,1686	81
0,16	0,0119	0,5922	94745,223	5500	0,01271	7,8103	81
0,2	0,0119	0,3790	75796,1783	5500	0,01218	2,4520	81

- On optera pour un diamètre de **110 mm** avec une perte de charge $\Delta h_t = 54.7586$ m qui est inférieure à **Hg = 81 m**, avec une vitesse acceptable **V = 1.2528 m/s**.
- Sachant que $\Delta h_v = H_g - \Delta h_t$

Avec :

- Δh_t : pertes de charge totales ;
- Δh_v : pertes de charge créée par la vanne.

Pour assuré le même débit et la même vitesse dans la conduite avec le diamètre de 110 mm on utilise une vanne à papillon.

➤ **Calcul des pertes de charge créée par la vanne**

$$\Delta h_v = H_g - \Delta h_t$$

$$\Delta h_v = 81 - 54.7586 = 26.241 \text{ m.}$$

Calcul du coefficient des pertes de charge ε :

$$\Delta h_v = \varepsilon \times \frac{v^2}{2 \times g}$$

$$\varepsilon = \Delta h_v \times \frac{2 \times g}{v^2}$$

$$\varepsilon = 26.241 \times \frac{2 \times 9.81}{1.2528^2} = 328.031$$

D'après la figure (IV.5) et le tableau (IV.14), on trouve que l'angle d'ouverture de la vanne à papillon est de $\Theta = 63^\circ$.

IV.6.2.7 Tronçon R5 – R6

➤ **Caractéristiques du tronçon :**

- Débit : $Q = 0.0079$ m³/s.
- Longueur : $L = 2300$ m.
- Cote du radier R5 : $CR_{R5} = 782$ m.
- Cote du trop plein de R6 : $CR_{R6} = 747$ m.
- La hauteur disponible H_g : $H_g = CR_{R6} - CR_{R5} = 35$ m.

➤ **Calcul du diamètre**

On utilisant les formules (IV.3) et (IV.4), on trouve $D_{\min} = 0.071$ m, $D_{\max} = 0.141$ m.

Les diamètres extérieurs normalisés pour le PEHD (PN16) sont : 90, 110, 125 et 160 mm.

➤ **Calcul des pertes de charge totales Δh_t (m)**

Les calculs sont regroupés dans le tableau (IV.19) suivant :

Tableau (IV.20) Calcul des pertes de charges totales Δh_t (m) du tronçon R5 – R6.

D (m)	Q (m ³ /s)	V (m/s)	Re	L (m)	λ	Δh_t (m)	Hg (m)
0,09	0,0079	1,2424	111818,825	2300	0,01426	28,6713	35
0,11	0,0079	0,8317	91488,1297	2300	0,01369	10,0920	35
0,125	0,0079	0,6441	80509,554	2300	0,01334	5,1915	35
0,16	0,0079	0,3931	62898,0892	2300	0,01271	1,4394	35

- On optera pour un diamètre de **90 mm** avec une perte de charge $\Delta h_t = 28.6713$ m qui est inférieure à **Hg = 35 m**, avec une vitesse acceptable **V = 1.2424 m/s**.
- Sachant que $\Delta h_v = H_g - \Delta h_t$

Avec :

- Δh_t : pertes de charge totales ;
- Δh_v : pertes de charge créée par la vanne.

Pour assuré le même débit et la même vitesse dans la conduite avec le diamètre de 90 mm on utilise une vanne à papillon.

➤ **Calcul des pertes de charge créent par la vanne**

$$\Delta h_v = H_g - \Delta h_t$$

$$\Delta h_v = 35 - 28.6713 = 6.328 \text{ m.}$$

Calcul du coefficient des pertes de charge ε :

$$\Delta h_v = \varepsilon \times \frac{v^2}{2 \times g}$$

$$\varepsilon = \Delta h_v \times \frac{2 \times g}{v^2}$$

$$\varepsilon = 6.328 \times \frac{2 \times 9.81}{1.2424^2} = 80.434$$

D'après la figure (IV.5) et le tableau (IV.14), on trouve que l'angle d'ouverture de la vanne à papillon est de $\Theta = 56^\circ$.

IV.6.2.8 Tronçon R6 – R7

➤ **Caractéristiques du tronçon :**

- Débit : $Q = 0.0037$ m³/s.
- Longueur : $L = 2800$ m.
- Cote du radier R6 : $CR_{R6} = 743$ m.
- Cote du trop plein de R7 : $C_{R7} = 719$ m.
- La hauteur disponible H_g : $H_g = C_{R7} - CR_{R6} = 24$ m.

➤ **Calcul du diamètre**

On utilisant les formules (IV.3) et (IV.4), on trouve $D_{\min} = 0.048$ m, $D_{\max} = 0.097$ m.

Les diamètres extérieurs normalisés pour le PEHD (PN16) sont : 63, 75, 90 et 110 mm.

➤ **Calcul des pertes de charge totales Δh_t (m)**

Les calculs sont regroupés dans le tableau (IV.20) suivant :

Tableau (IV.21) Calcul des pertes de charge totales Δh_t (m) du tronçon R6 – R7.

D (m)	Q (m ³ /s)	V (m/s)	Re	L (m)	λ	Δh_t (m)	Hg (m)
0,063	0,0037	1,1875	74815,489	2800	0,01536	49,0851	24
0,075	0,0037	0,8379	62845,0106	2800	0,01481	19,7856	24
0,09	0,0037	0,5819	52370,842	2800	0,01426	7,6564	24
0,11	0,0037	0,3895	42848,8709	2800	0,01369	2,6950	24

- On optera pour un diamètre de **75 mm** avec une perte de charge $\Delta h_t = 19.7856$ m qui est inférieure à **Hg = 24 m**, avec une vitesse acceptable **V = 0.8379 m/s**.
- Sachant que $\Delta h_v = H_g - \Delta h_t$

Avec :

- Δh_t : pertes de charge totales ;
- Δh_v : pertes de charge créée par la vanne.

Pour assuré le même débit et la même vitesse dans la conduite avec le diamètre de 75 mm on utilise une vanne à papillon.

➤ **Calcul des pertes de charge créée par la vanne**

$$\Delta h_v = H_g - \Delta h_t$$

$$\Delta h_v = 24 - 19.7856 = 4.214 \text{ m.}$$

Calcul du coefficient des pertes de charge ε :

$$\Delta h_v = \varepsilon \times \frac{v^2}{2 \times g}$$

$$\varepsilon = \Delta h_v \times \frac{2 \times g}{v^2}$$

$$\varepsilon = 4.214 \times \frac{2 \times 9.81}{0.8379^2} = 117.763$$

D'après la figure (IV.5) et le tableau (IV.14), on trouve que l'angle d'ouverture de la vanne à papillon est de $\Theta = 60^\circ$.

IV.6.2.9 Tronçon R6 – R8

➤ **Caractéristiques du tronçon :**

- Débit : $Q = 0.0041$ m³/s.
- Longueur : $L = 1900$ m.
- Cote du radier R6 : $CR_{R6} = 743$ m.

- Cote du trop plein de R8 : $C_{R8} = 714$ m.
- La hauteur disponible H_g : $H_g = C_{R8} - C_{R6} = 29$ m.

➤ **Calcul du diamètre**

On utilisant les formules (IV.3) et (IV.4), on trouve $D_{\min} = 0.051$ m, $D_{\max} = 0.102$ m.

Les diamètres extérieurs normalisés pour le PEHD (PN16) sont : 63, 75, 90 et 110 mm.

➤ **Calcul des pertes de charge totales Δh_t (m)**

Les calculs sont regroupés dans le tableau (IV.21) suivant :

Tableau (IV.22) Calcul des pertes de charge totales Δh_t (m) du tronçon R6 – R8.

D (m)	Q (m ³ /s)	V (m/s)	Re	L (m)	λ	Δh_t (m)	H _g (m)
0,063	0,0041	1,3159	82903,650	1900	0,01536	40,8987	29
0,075	0,0041	0,9285	69639,0658	1900	0,01481	16,4858	29
0,09	0,0041	0,6448	58032,555	1900	0,01426	6,3795	29
0,11	0,0041	0,4316	47481,1812	1900	0,01369	2,2455	29

- On optera pour un diamètre de **75 mm** avec une perte de charge $\Delta h_t = 16.4858$ m qui est inférieure à $H_g = 29$ m, avec une vitesse acceptable $V = 0.9285$ m/s.
- Sachant que $\Delta h_v = H_g - \Delta h_t$

Avec :

- Δh_t : pertes de charge totales ;
- Δh_v : pertes de charge créée par la vanne.

Pour assuré le même débit et la même vitesse dans la conduite avec le diamètre de 63 mm on utilise une vanne à papillon.

➤ **Calcul des pertes de charge créée par la vanne**

$$\Delta h_v = H_g - \Delta h_t$$

$$\Delta h_v = 29 - 16.4858 = 12.514 \text{ m.}$$

Calcul du coefficient des pertes de charge ε :

$$\Delta h_v = \varepsilon \times \frac{v^2}{2 \times g}$$

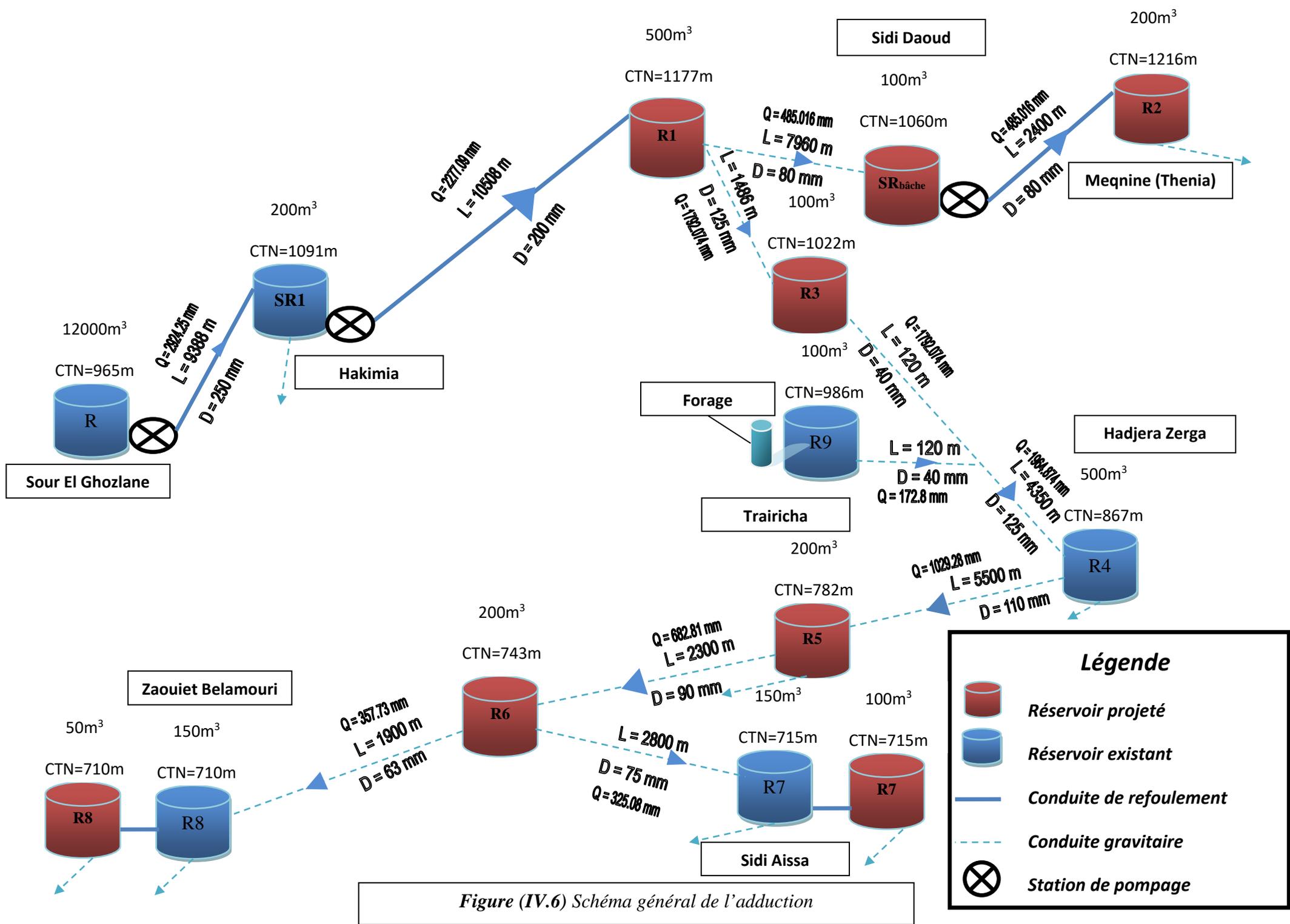
$$\varepsilon = \Delta h_v \times \frac{2 \times g}{v^2}$$

$$\varepsilon = 12.514 \times \frac{2 \times 9.81}{0.9285^2} = 284.79$$

D'après la figure (IV.5) et le tableau (IV.14), on trouve que l'angle d'ouverture de la vanne à papillon est de $\Theta = 63^\circ$.

IV.7 Récapitulatif des résultats

Les récapitulatifs des résultats sont illustrés sur la figure (IV.6) qui présente le schéma général de l'adduction.



Conclusion

L'étude technico-économique de l'adduction nous à permis de dimensionner la partie refoulement dont la longueur totale est de 22296 m avec des conduites en fonte ductile de diamètre de 100 et 200 mm ; et la partie gravitaire dont la longueur totale est de 29521 m avec des conduite en PEHD de diamètre 40, 75, 90, 110 et 125 mm.

Chapitre V :
Etude du pompage

Introduction

Ce chapitre a pour but, l'étude et le choix des pompes idéales adaptés à l'usage de notre projet et qui nous permettent d'assurer le débit appelé et la hauteur manométrique totale au niveau des trois stations de pompage le long de l'adduction.

V.1 Définition

La pompe est une machine hydraulique, son fonctionnement consiste à transformer l'énergie mécanique de son moteur d'entraînement en énergie hydraulique ; c'est-à-dire qu'elle transmet au courant liquide qui la traverse une certaine puissance. L'énergie reçue par le liquide lui permet de s'élever de la zone à basse pression vers une autre à plus haute pression.

Les pompes les plus utilisées sont les pompes centrifuges, vu qu'elles permettent le refoulement des débits importants à des hauteurs considérables, et qu'elles constituent des groupes légers peu coûteux et présentent un bon rendement.

V.2 Couplage des pompes

On distingue deux types de couplage des pompes :

- Le couplage en série : ce type de couplage est utilisé en vue de l'augmentation de la hauteur d'élévation des pompes.
- Le couplage en parallèle : ce type de couplage est utilisé en vue de l'augmentation du débit refoulé par les pompes.

V.3 Classification des pompes

Les pompes sont divisées en deux catégories principales [9] :

- ✓ Pompes volumétriques ;
- ✓ Les turbopompes.

V.3.1 Pompes volumétriques

Le déplacement du fluide à l'intérieur de la pompe se fait par la variation du volume. D'où on distingue deux types :

- Les pompes alternatives (à piston) ;
- Les pompes rotatives (vis d'Archimède).

Elles sont utilisées dans les machines à outils, les engins de travaux publics et dans certains circuits hydrauliques d'aviations ou des bateaux. Généralement, elles conviennent pour des faibles débits à des pressions élevées.

V.3.2 Turbopompes

Les turbopompes sont les plus utilisées, selon le type de roue et son mode d'action, on distingue :

- Pompe axiale à hélice ;
- Pompe hélico-centrifuge ;
- Pompe centrifuge.

On peut classer les pompes centrifuges comme suit :

- **Suivant la forme de la roue :**
 - Centrifuges radiales ;
 - Pompes centrifuge semi-axiale.
- **Suivant la forme du corps de la pompe :**
 - pompe à volute ou colimaçon ;
 - A diffuseur circulaire.
- **Suivant le nombre de roue :**
 - Monocellulaire ;
 - Multicellulaire.
- **Suivant la position de son axe :**
 - Pompe à axe horizontale ;
 - Pompe à axe verticale.

V.4 Choix du type de pompe

Les critères de choix du type de pompe sont [3] :

- Assurer le débit de refoulement ;
- La hauteur d'élévation à atteindre ;
- Meilleur rendement ;
- Vérifier la condition de non cavitation ;
- Encombrement et poids les plus faibles ;
- Vitesse de rotation la plus élevée ;
- Puissance absorbée minimale ;

V.5 Choix du nombre de pompes

Les critères de choix du nombre des pompes sont :

- Nombre de pompes « n » minimal ;
- Meilleur rendement ;
- Charge nette d'aspiration (NPSH)_r minimale ;
- Nombre d'étage minimal ;
- Puissance absorbée minimale ;
- Vitesse de rotation élevée.

V.6 Caractéristiques hydrauliques des pompes centrifuges

V.6.1 Hauteur manométrique

Elle est obtenue en sommant la hauteur géométrique et les pertes de charge à l'aspiration ainsi qu'au refoulement. Cette hauteur est donnée comme suit [3] :

$$H_{mt} = H_g + J_{asp} + J_{ref} \quad (V.1)$$

Avec :

- H_{mt} : La hauteur manométrique totale en (m) ;
- H_g : La hauteur géométrique en (m) ;
- J_{asp} : Pertes de charges à l'aspiration (m) ;

- J_{ref} : Pertes de charges au refoulement (m).

V.6.2 La vitesse de rotation

La vitesse de rotation (N) représente le nombre de tour effectué par la pompe par unité de temps.

V.6.3 La puissance

On distingue deux types de puissances :

V.6.3.1 La puissance absorbée par la pompe

Elle est exprimée par la puissance mécanique absorbée au niveau de l'arbre de la pompe en (KW). Cette puissance est donnée par la loi suivante :

$$P_a = \frac{g \times h_{mt} \times Q}{\eta} \quad (V.2)$$

Avec :

- P_a : Puissance absorbée par la pompe (KW) ;
- Q : Débit refoulé par la pompe (m^3/s) ;
- η : rendement en (%).

V.6.3.2 La puissance hydraulique ou la puissance utile

Elle traduit la puissance transmise au fluide par la pompe, notée P_u :

$$P_u = P_h = g \times H_{mt} + Q \quad (V.3)$$

V.6.4 Le rendement

C'est le rapport entre la puissance utile P_u et la puissance absorbée par la pompe P_a , noté η .

$$\eta = \frac{P_u}{P_a} \quad (V.4)$$

V.7 Courbes caractéristiques des pompes centrifuges

Ce sont les courbes principales qui caractérisent une pompe centrifuge et qui expriment ses performances, on distingue trois types (Figure (IV.1)) [3] :

- **La courbe hauteur-débit $H = f(Q)$** : C'est la variation des hauteurs en fonction du débit ;
- **La courbe puissance absorbée-débit $P_a = f(Q)$** : C'est la variation de la puissance absorbée par la machine (pompe) en fonction du débit ;
- **La courbe rendement-débit $\eta = f(Q)$** : Elle représente la valeur du rendement en fonction du débit.

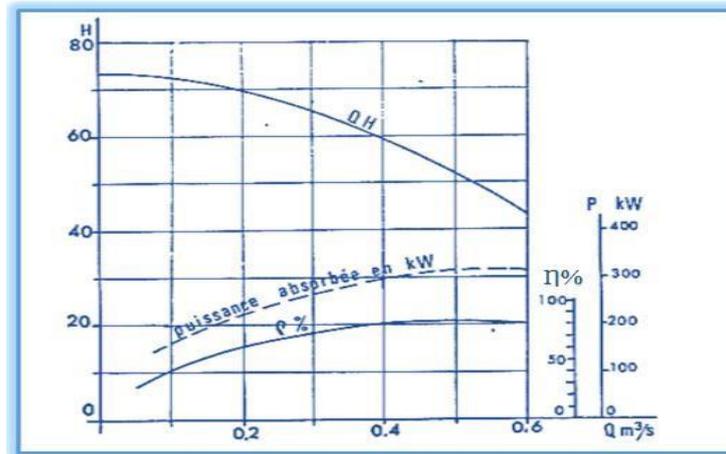


Figure (V.1) : Courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge.

V.8 Le point de fonctionnement d'une pompe centrifuge

Le point de fonctionnement d'une pompe est l'intersection de la courbe caractéristique de la conduite $H_c = f(Q)$. Et la courbe caractéristique de la pompe $H_p = f(Q)$. [3]

V.8.1 Recherche de la réalisation du point de fonctionnement d'une pompe

➤ Caractéristique de la conduite :

La courbe caractéristique de la conduite $H_c = f(Q)$ est [9] :

$$H_c = H_g \times R \times Q^2 \quad (V.5)$$

Avec :

- H_c : La hauteur manométrique totale en (m) ;
- H_g : La hauteur géométrique en (m) ;
- R : Le coefficient qui caractérise la résistance de la conduite ;
- $R \times Q^2$: La valeur de la perte de charge au point désiré.

Dans le cas où le point de fonctionnement ne coïncide pas avec le point désiré, de coordonnées H et Q , déterminé, on doit apporter des modifications pour adopter la pompe aux conditions de travail voulu. En modifiant un des paramètres de fonctionnement de la pompe, on peut avoir le point de fonctionnement désiré, d'où l'intérêt des lois de similitudes. Quatre cas se présentent généralement :

V.8.1.1 Modification du temps de pompage

Dans cette variante, on garde le point de fonctionnement P et on va chercher le nouveau temps de pompage pour avoir le volume journalier désiré. Dans notre cas, le temps de pompage est $T_1 = 20$ h, le volume entrant au réservoir est donné par la formule ci-dessous

$$V = 20 \times Q_1 \quad (m^3) \quad (V.6)$$

Dans cette variante on cherche le nouveau temps de pompage T_2 , de telle sorte à avoir le même volume journalier avec le débit (Q) donné par la pompe. Le nouveau temps de fonctionnement

Sera obtenu à l'aide de l'égalité suivante :

$$T1 \times Q1 = T2 \times Q2 \quad (V.7)$$

V.8.1.2 Vannage

Afin d'obtenir le point de fonctionnement désiré, nous procédons au changement de la caractéristique du réseau, c'est-à-dire, création des pertes de charge par vannage au refoulement jusqu'à ce que le point de fonctionnement soit celui désiré [9]. Les inconvénients de cette variante c'est qu'elle engendre des frais d'exploitation supplémentaire ajoutant aussi la diminution du rendement de la pompe.

La puissance absorbée sera :

$$P = \frac{g \times Q1 \times H'}{\eta} \quad (V.8)$$

$$H' = H1 + h \quad (V.9)$$

Avec :

- h : Perte de charge engendrée par le vannage en (m) ;
- H' : La distance entre le point désiré et l'intersection de la verticale passant par le même point avec la caractéristique de la pompe (m) ;
- η : Le rendement ;
- H1 : La hauteur manométrique totale du point désiré.

V.8.1.3 Rognage de la roue

Le rognage de la roue consiste en la réduction du diamètre de celle-ci tout en gardant la même vitesse de rotation, ce qui est difficile à réaliser car elle nécessite une grande précision, et cela dans le but de ramener le point de fonctionnement au point désiré.

Le coefficient de rognage est déterminé par la formule suivante :

$$m = \frac{D1}{D2} = \left(\frac{Q1}{Q2}\right)^{0.5} = \left(\frac{H1}{H2}\right)^{0.5} \quad (V.10)$$

Avec :

- m : Coefficient de rognage ;
- D1 : Diamètre de la roue avant rognage ;
- D2 : Diamètre de la roue après rognage.

Donc, le nouveau diamètre (D2) sera :

$$D2 = \frac{D1}{m} \quad (V.11)$$

Par conséquent, le pourcentage de rognage (R) sera :

$$R = 1 - m \text{ (\%)} \quad (V.12)$$

V.8.1.4 Variation de la vitesse de rotation

C'est une méthode qui fait varier la vitesse de rotation, la diminution de celle-ci entraîne la diminution du débit et par la même occasion la diminution de la puissance absorbée. On cherche

alors la vitesse N' , donc on trace une parabole d'équation $H = a \times Q^2$ passant par l'origine et par le point P1 et coupe la courbe caractéristique de la pompe au point homologue P3 (Q_3, H_3).

$$N' = N \times \left(\frac{Q_1}{Q_2}\right) \text{ (tr/min)} \quad (\text{V.13})$$

V.9 Etude de la cavitation

La cavitation est un phénomène qui résulte de la formation de bulles de gaz (vaporisation) puis de leur condensation au sein du liquide pompé. Ce phénomène de cavitation se manifeste lorsque la pression absolue de l'eau décroît du niveau de la bride d'aspiration jusqu'à un certain point à l'intérieur de la roue. En ce point la valeur de tension de vapeur d'eau est atteinte. Des impulsions se produisent alors à des fréquences très élevées et créent des surpressions locales très élevées (jusqu'à des centaines de bars) [6].

La cavitation est un phénomène absolument à éviter, car il entraîne de graves conséquences:

- Erosion du matériau des aubes de turbine des pompes centrifuges ;
- Augmentation du bruit et des vibrations générées par la pompe ;
- Chutes des performances des pompes avec diminution importante de la Hmt, du débit et du rendement.

Pour éviter tout risque de cavitation, la condition suivante doit être vérifiée [6] :

$$\text{NPSH}_d > \text{NPSH}_r$$

Avec :

- NPSH_d : Charge nette d'aspiration disponible ;
- NPSH_r : Charge nette d'aspiration requise.

➤ Pour l'aspiration en charge

$$\text{NPSH}_d = \frac{P_0}{\varpi} + (H_a - J_{\text{asp}} - T_v) \quad (\text{V.14})$$

Le schéma de la figure (V.2) ci-après représente une installation d'une pompe en charge, c'est à dire le plan d'aspiration situé en bas du plan d'eau.

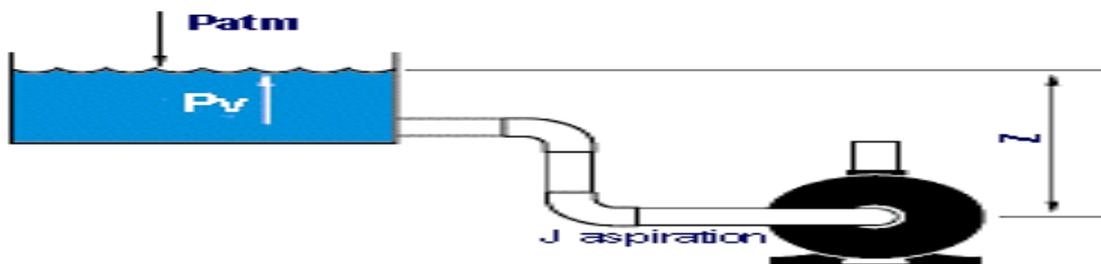


Figure (V.2) : Cas d'aspiration en charge

➤ Pour l'aspiration en dépression

$$\text{NPSH}_d = \frac{P_0}{\varpi} - H_a - J_{\text{asp}} - T_v \quad (\text{V.15})$$

Avec :

- H_a : Hauteur d'aspiration en (m) ;
- J_{asp} : Perte de charge à l'aspiration en (m) ;
- ϖ : Pression en (m.c.e) au point d'aspiration ;
- T_v : Tension de vapeur maximale que l'eau peut supporter à une température donnée ;

Dans notre étude on prend $T=20^\circ\text{C}$ (Tableau (V.1)).

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

T°C	0	4	10	20	30	40	50	60	70	80	100
Tv(m)	0.06	0.083	0.125	0.24	0.43	0.75	1.26	2.03	4.10	4.80	10.30

Le schéma de la figure (V.3) ci-dessous représente une installation d'une pompe en dépression, c'est-à-dire le plan d'aspiration situé au-dessus du plan d'eau.



Figure(V.3) Cas d'aspiration en dépression.

Donc, le $NPSH_d$ s'identifie à la caractéristique de la conduite d'aspiration.

➤ **$NPSH_r$: Charge nette d'aspiration requise**

$$NPSH_r = \frac{P'}{\varpi} - T_v \tag{V.16}$$

Avec :

- $\frac{P'}{\varpi}$: Pression absolue à l'entrée de la bride d'aspiration ;

Le $NPSH_r$ est une courbe donnée par le constructeur. La cavitation n'apparaît pas lorsque le point de fonctionnement de la pompe se situe à gauche de l'intersection des courbes $(NPSH)_d$ et $(NPSH)_r$ (Figure (V.4)).

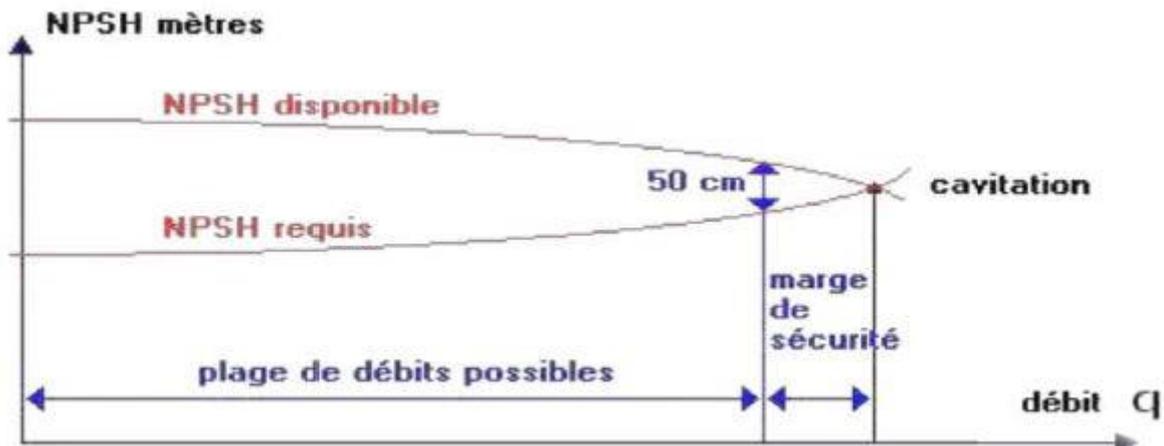


Figure (V.4) Courbes caractéristiques de $(NPSH)_r$ et $(NPSH)_d$.

En conclusion, on peut dresser une liste de conseils à respecter, si le procédé le permet, pour éviter la cavitation, dont :

- Préférer si possible les montages de pompes en charge ;
- Éviter une alimentation à partir d'un réservoir sous pression,
- Diminuer les pertes de charge du circuit d'aspiration.

Si ces conseils ne peuvent être appliqués en raison des exigences du procédé, il ne reste qu'à trouver une pompe dont les caractéristiques montrent des valeurs de N.P.S.H.requis suffisamment faibles.

V.10 Choix du type de pompe

V.10.1 Tronçon R – SR1

Les caractéristiques du tronçon (R – SR1) sont représentées dans le tableau (V.2) suivant :

Tableau (V.2) : Les caractéristiques du tronçon R – SR1

Caractéristiques	Débit Q (1/s)	Hg (m)	Δh_t (m)	Hmt (m)
R – SR1	33.84	130	51,6224	181,6224

D'après le catalogue numérique des pompes (CAPRARI PUMP TUTOR), on opte pour une pompe à axe horizontal multicellulaires de type (PM 100/3 B) dont les caractéristiques sont les suivantes (Annexe (6)) :

- $N = 2900$ tr/min ;
- $\eta = 77.8$ % ;
- $P_a = 84.9$ KW ;
- $NPSH_r = 3.97$ m ;
- Le point de fonctionnement : PF_{eff} (35.9 l/s ; 188 m) ;
- Le point de fonctionnement désiré PF (33.84 l/s ; 181.6224 m).

Le point de fonctionnement ne coïncide pas avec le point désiré (Figure (V.5)).

La courbe caractéristique de la pompe (R – SR1) est représentée dans la figure (V.5) suivante :

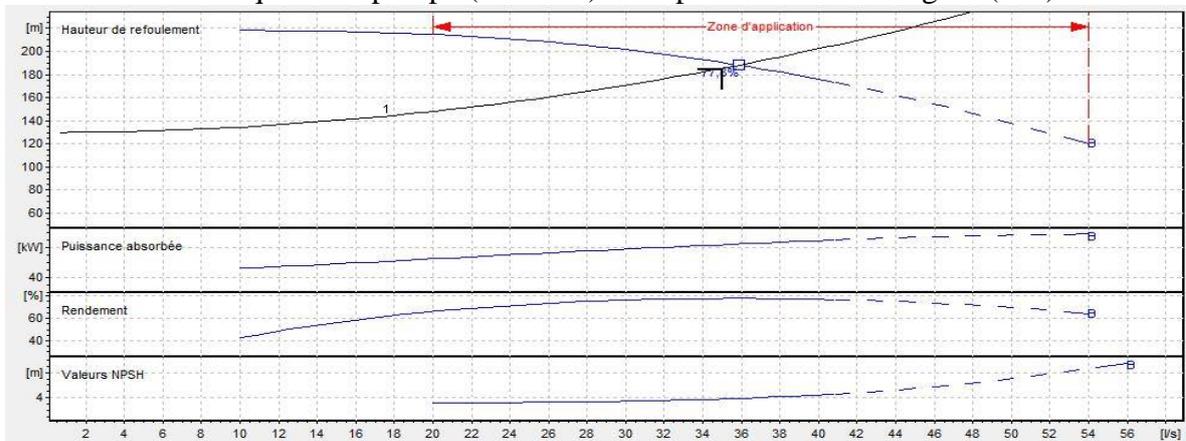


Figure (V.5) Courbe caractéristique de la pompe (R – SR1).

➤ **Réalisation du point désiré**

La courbe caractéristique de la pompe :

On a :

$$H_p = a Q^2 + b \quad (\text{V.17})$$

D'après le courbe caractéristique de la pompe on tire deux points tel que :

1- $H = 188 \text{ m}, Q = 35.9 \text{ l/s}.$

2- $H = 220 \text{ m}, Q = 0 \text{ l/s}.$

On remplace les coordonnées des points dans l'équation (V.17) et on va avoir le système d'équation suivant :

$$188 = a (35.9)^2 + b$$

$$220 = a 0^2 + b$$

Donc, l'équation de la courbe caractéristique de la pompe sera comme suite :

$$H_p = -0.025 Q^2 + 220$$

Pour la réalisation du point désiré, on passe par les calculs ci-dessous, vers la fin on opte pour le choix le plus économique.

• **Changement du temps de pompage**

$$T_1 \times Q_1 = T_2 \times Q_2 \rightarrow T_2 = \frac{T_1 \times Q_1}{Q_2} = \frac{20 \times 33.84}{35.9} = 18.85 \text{ heures} = 19\text{h et } 51 \text{ min.}$$

La puissance absorbée sera :

$$P_a = \frac{g \times H_2 \times Q_2}{\eta} = \frac{9.81 \times 181.6224 \times 0.0359}{0.778} = 77.49 \text{ kW.}$$

• **Le vannage**

$$H' = H_1 + h$$

La perte de charge créé par la vanne d'étouffement est égale à :

$$h = H' - H_1 = 193 - 181.6224 = \mathbf{11.37 \text{ m.}}$$

La puissance absorbée par la pompe sera :

$$P_a = \frac{g \times H' \times Q_1}{\eta} = \frac{9.81 \times 193 \times 0.03384}{0.778} = 82.35 \text{ kW.}$$

• **La variation de la vitesse de rotation**

• Calcul de la courbe iso-rendement :

$$H = \frac{H_1}{Q_1^2} * Q^2 \iff H = 0.15 * Q^2$$

$$\text{Pour } H = H_p \iff 0.15 * Q^2 = -0.025 Q^2 + 220$$

La courbe de iso-rendement coupe celle de la pompe au point (35.456 l/s ; 188.57 m).

- Calcul du nombre de tours :

$$N' = N \times \frac{Q_1}{Q_2} = 2900 \times \frac{33.84}{35.9} = 2733.59 \text{ (tr/min)}.$$

La puissance absorbée sera :

$$P_a = \frac{g \times H \times Q}{\eta} = \frac{9.81 \times 188.57 \times 0.035456}{0.778} = 83.3 \text{ kW}.$$

- **Bilan énergétique**

$$E = P_a \times t \times 365$$

- Pour la première variante : $E = 533150.57 \text{ kWh}$ (Changement du temps de pompage) ;
- Pour la deuxième variante : $E = 601155 \text{ kWh}$ (Le vannage) ;
- Pour la troisième variante : $E = 608090 \text{ kWh}$ (Variation de la vitesse de rotation).

Après ces résultats, on opte pour (changement du temps de pompage) qui correspond au bilan minimal : $E = 533150.57 \text{ kWh}$.

➤ **Vérification de la cavitation**

- La cote du plan d'aspiration : $C_a = 966 \text{ m}$
- La cote de l'axe de la pompe : $C_p = 965 \text{ m}$
- $(NPSH)_r = 3.87 \text{ m}$

Hauteur géométrique d'aspiration : $H_a = C_a - C_p = 966 - 965 = 1 \text{ m}$

$H_a > 0$, d'où : la pompe est montée en charge.

➤ **Calcul de la pression d'aspiration à la cote d'aspiration**

$$P_0 = 10.33 - (0.0012 \times C_a) = 10.33 - (0.0012 \times 966) = 9.1708$$

$(NPSH)_d = 9.1708 + (1 - 0.24) = 9.9308 \text{ m}$; avec $J_{asp} = 0 \text{ m}$ (négligeables).

D'où : $(NPSH)_d = 9.9308 > (NPSH)_r$, donc la pompe ne Cavite pas.

V.10.2 Tronçon SR1 – R1

Les caractéristiques du tronçon (SR1 – R1) sont représentées dans le tableau (V.3) suivant :

Tableau (V.3) : Les caractéristiques du tronçon SR1 – R1

Caractéristiques	Débit Q (l/s)	Hg (m)	Δh_t (m)	Hmt (m)
SR1 – R1	26.3	90	34.9835	115.9835

D'après le catalogue numérique des pompes (CAPRARI PUMP TUTOR), on opte pour une pompe à axe horizontal multicellulaires de type (MEC-MR 80-3/2E) dont les caractéristiques sont les suivantes (Annexe (7)) :

- $N = 2900 \text{ tr/min}$;

- $\eta = 72.7 \%$;
- $P_a = 41.4 \text{ KW}$;
- $NPSH_r = 2.87 \text{ m}$;
- Le point de fonctionnement : PF_{eff} (26.5 l/s ; 116 m) ;
- Le point de fonctionnement désiré PF (26.3 l/s ; 115.98 m).

Le point de fonctionnement ne coïncide pas avec le point désiré (Figure (V.6)).

La courbe caractéristique de la pompe (SR1 – R1) est représentée dans la figure (V.6) suivante :

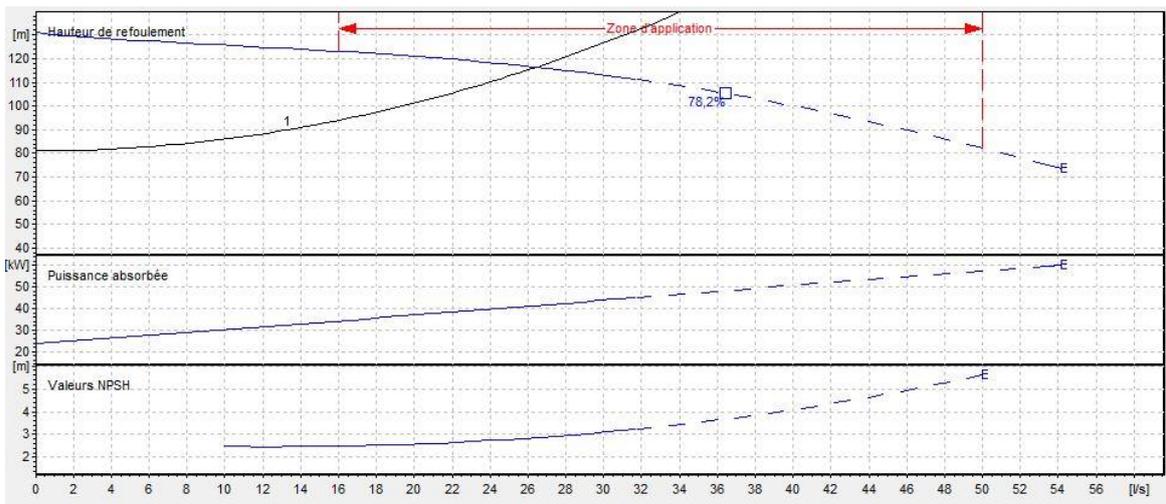


Figure (V.6) Courbe caractéristique de la pompe (SR1 – R1).

➤ Réalisation du point désiré

La courbe caractéristique de la pompe :

On a :

$$H_p = a Q^2 + b \quad (\text{V.17})$$

D'après le courbe caractéristique de la pompe on tire deux points tel que :

3- $H = 116 \text{ m}$, $Q = 26.5 \text{ l/s}$.

4- $H = 220 \text{ m}$, $Q = 0 \text{ l/s}$.

On remplace les coordonnées des points dans l'équation (V.17) et on va avoir le système d'équation suivant :

$$116 = a (26.5)^2 + b$$

$$220 = a 0^2 + b$$

Donc, l'équation de la courbe caractéristique de la pompe sera comme suite :

$$H_p = -0.00056 Q^2 + 220$$

Pour la réalisation du point désiré, on passe par les calculs ci-dessous, vers la fin on opte pour le

choix le plus économique.

- **Changement du temps de pompage**

$$T1 \times Q1 = T2 \times Q2 \rightarrow T2 = \frac{T1 \times Q1}{Q2} = \frac{20 \times 26.3}{26.5} = 19.84 \text{ heures} = 19\text{h et } 50 \text{ min.}$$

La puissance absorbée sera :

$$P_a = \frac{g \times H2 \times Q2}{\eta} = \frac{9.81 \times 116 \times 0.0265}{0.727} = 41.47 \text{ kW.}$$

- **Le vannage**

$$H' = H1 + h$$

La perte de charge créée par la vanne d'étouffement est égale à :

$$h = H' - H1 = 131 - 115.98 = \mathbf{15.02 \text{ m.}}$$

La puissance absorbée par la pompe sera :

$$P_a = \frac{g \times H' \times Q1}{\eta} = \frac{9.81 \times 131 \times 0.0263}{0.727} = 46.49 \text{ kW.}$$

- **La variation de la vitesse de rotation**

- Calcul de la courbe iso-rendement :

$$H = \frac{H1}{Q1^2} * Q^2 \implies H = 0.15 * Q^2$$

$$\text{Pour } H = H_p \implies 0.15 * Q^2 = -0.0056 Q^2 + 220$$

La courbe de iso-rendement coupe celle de la pompe au point (37.6 l/s ; 212.064 m).

- Calcul du nombre de tours :

$$N' = N \times \frac{Q1}{Q2} = 2900 \times \frac{26.3}{26.5} = 2878.11 \text{ (tr/min).}$$

La puissance absorbée sera :

$$P_a = \frac{g \times H \times Q}{\eta} = \frac{9.81 \times 212.064 \times 0.0376}{0.727} = 107.59 \text{ kW.}$$

- **Bilan énergétique**

$$E = P_a \times t \times 365$$

- Pour la première variante : E = 300309.152 kWh (Changement du temps de pompage) ;
- Pour la deuxième variante : E = 339377 kWh (Le vannage) ;
- Pour la troisième variante : E = 785407 kWh (Variation de la vitesse de rotation).

Après ces résultats, on opte pour (changement du temps de pompage) qui correspond au bilan minimal : E = 300309.152 kWh.

➤ **Vérification de la cavitation**

- La cote du plan d'aspiration : Ca = 1101 m
- La cote de l'axe de la pompe : Cp = 1100 m
- (NPSH) r = 2.87 m

Hauteur géométrique d'aspiration : $H_a = C_a - C_p = 1101 - 1100 = 1 \text{ m}$

$H_a > 0$, d'où : la pompe est montée en charge.

➤ **Calcul de la pression d'aspiration à la cote d'aspiration**

$$P_0 = 10.33 - (0.0012 \times C_a) = 10.33 - (0.0012 \times 1101) = 9.0088$$

$$(\text{NPSH})_d = 9.0088 + (1 - 0.24) = 9.7688 \text{ m ; avec } J_{\text{asp}} = 0 \text{ m (négligeables).}$$

D'où : $(\text{NPSH})_d = 9.7688 > (\text{NPSH})_r$, donc la pompe ne Cavite pas.

V.10.3 Tronçon SR2 – R2

Les caractéristiques du tronçon (SR2 – R2) sont représentées dans le tableau (V.4) suivant :

Tableau (V.3) : Les caractéristiques du tronçon SR1 – R1

Caractéristiques	Débit Q (l/s)	Hg (m)	Δh_t (m)	Hmt (m)
SR – R2	5.6	160	13.7361	173.7361

D'après le catalogue numérique des pompes (CAPRARI PUMP TUTOR), on opte pour une pompe à axe horizontal multicellulaires de type (HMU40-2/ 7D) dont les caractéristiques sont les suivantes (Annexe (8)) :

- $N = 2900 \text{ tr/min}$;
- $\eta = 69.2 \%$;
- $P_a = 14 \text{ KW}$;
- $\text{NPSH}_r = 1.96 \text{ m}$;
- Le point de fonctionnement : $\text{PF}_{\text{eff}} (5.92 \text{ l/s} ; 175 \text{ m})$;
- Le point de fonctionnement désiré $\text{PF} (5.6 \text{ l/s} ; 173.73 \text{ m})$.

Le point de fonctionnement ne coïncide pas avec le point désiré (Figure (V.7)).

La courbe caractéristique de la pompe (SR2 – R2) est représentée dans la figure (V.7) suivante :

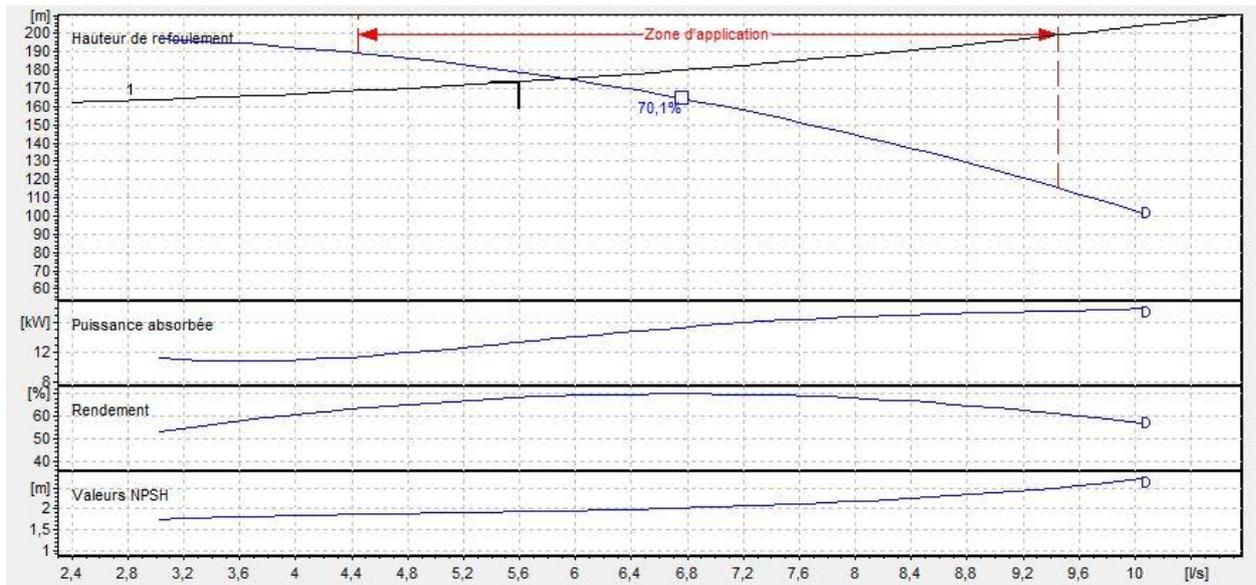


Figure (V.7) Courbe caractéristique de la pompe (SR2 – R2)

➤ Réalisation du point désiré

La courbe caractéristique de la pompe :

On a :

$$H_p = a Q^2 + b \quad (\text{V.17})$$

D'après le courbe caractéristique de la pompe on tire deux points tel que :

5- $H = 175 \text{ m}$, $Q = 5.92 \text{ l/s}$.

6- $H = 220 \text{ m}$, $Q = 0 \text{ l/s}$.

On remplace les coordonnées des points dans l'équation (V.17) et on va avoir le système d'équation suivant :

$$175 = a (5.92)^2 + b$$

$$220 = a 0^2 + b$$

Donc, l'équation de la courbe caractéristique de la pompe sera comme suite :

$$H_p = -1.2842 Q^2 + 220$$

Pour la réalisation du point désiré, on passe par les calculs ci-dessous, vers la fin on opte pour le choix le plus économique.

• Changement du temps de pompage

$$T_1 \times Q_1 = T_2 \times Q_2 \rightarrow T_2 = \frac{T_1 \times Q_1}{Q_2} = \frac{20 \times 5.6}{5.92} = 18.91 \text{ heures} = 18\text{h et } 54 \text{ min.}$$

La puissance absorbée sera :

$$P_a = \frac{g \times H_2 \times Q_2}{\eta} = \frac{9.81 \times 175 \times 0.00592}{0.692} = 14.68 \text{ kW.}$$

- **Le vannage**

$$H' = H1 + h$$

La perte de charge créée par la vanne d'étouffement est égale à :

$$h = H' - H1 = 179 - 173.7361 = \mathbf{5.26 \text{ m.}}$$

La puissance absorbée par la pompe sera :

$$P_a = \frac{g \times H' \times Q1}{\eta} = \frac{9.81 \times 179 \times 0.0056}{0.692} = 14.21 \text{ kW.}$$

- **La variation de la vitesse de rotation**

- Calcul de la courbe iso-rendement :

$$H = \frac{H1}{Q1^2} * Q^2 \implies H = 5.54 * Q^2$$

$$\text{Pour } H = H_p \implies 5.54 * Q^2 = -1.2842 Q^2 + 220$$

La courbe de iso-rendement coupe celle de la pompe au point (5.677 l/s ; 178.598 m).

- Calcul du nombre de tours :

$$N' = N \times \frac{Q1}{Q2} = 2900 \times \frac{5.6}{5.92} = 2743.24 \text{ (tr/min).}$$

La puissance absorbée sera :

$$P_a = \frac{g \times H \times Q}{\eta} = \frac{9.81 \times 178.598 \times 0.0056771}{0.692} = 14.37 \text{ kW.}$$

- **Bilan énergétique**

$$E = P_a \times t \times 365$$

- Pour la première variante : E = 101323.562 kWh (Changement du temps de pompage) ;
- Pour la deuxième variante : E = 103733 kWh (Le vannage) ;
- Pour la troisième variante : E = 104901 kWh (Variation de la vitesse de rotation).

Après ces résultats, on opte pour (changement du temps de pompage) qui correspond au bilan minimal : E = 101323.562 kWh.

➤ **Vérification de la cavitation**

- La cote du plan d'aspiration : Ca = 1061 m
- La cote de l'axe de la pompe : Cp = 1060 m
- (NPSH)_r = 1.96 m

$$\text{Hauteur géométrique d'aspiration : } H_a = C_a - C_p = 1061 - 1060 = 1 \text{ m}$$

$H_a > 0$, d'où : la pompe est montée en charge.

➤ **Calcul de la pression d'aspiration à la cote d'aspiration**

$$P_0 = 10.33 - (0.0012 \times C_a) = 10.33 - (0.0012 \times 1061) = 9.0568$$

$$(NPSH)_d = 9.0568 + (1 - 0.24) = 9.8168 \text{ m ; avec } J_{asp} = 0 \text{ m (négligeables).}$$

D'où : $(NPSH)_d = 9.8168 > (NPSH)_r$, donc la pompe ne cavite pas.

Conclusion

Dans ce chapitre, à l'aide du catalogue « CAPRARI PUMP TUTOR », nous avons opté pour des pompes multicellulaires à axe horizontal pour les trois stations de reprise.

Pour assurer la continuité d'approvisionnement, il est utile de prévoir une pompe de secours en plus en cas de panne.

Les types des pompes qu'on a choisies pour les stations de pompage sont

- Tronçon STR01-R01 : la pompe est du type (PM 100/3 B), avec une réduction du temps de pompage ;
- Tronçon SR1-R1 : la pompe est du type (MEC-MR 80-3/2E), avec une réduction du temps de pompage ;
- Tronçon SR2 - R2 : la pompe est du type (HMU40-2/ 7D), avec une réduction du temps de pompage ;

Chapitre VI :
Pose et protection des
conduites

Introduction

Le rôle d'une canalisation est de transporter un débit souhaité en résistant aux contraintes éventuelles comme : la surpression, la dépression, l'agressivité des sols ainsi que la flexion longitudinale (due à son propre poids, au poids de l'eau, à celui du terrain et aux surcharges roulantes). Les conduites de refoulement doivent être toujours examinées du point de vue protection contre les variations de pression dues aux changements des régimes, plus ou moins rapides ou brusques, qui peuvent être la cause des contraintes sur le matériel.

VI.1 Théorie du coup de bélier

VI.1.1 Définition du coup de bélier

Le coup de bélier ou régime transitoire en hydraulique, est un phénomène résultant d'un écoulement non permanent qui apparaît dans une conduite lorsqu'on provoque une variation importante du débit à l'extrémité aval de celle-ci. Autrement dit, les coups de bélier sont des ondes de surpression et de dépression liées à un changement brutal de l'écoulement dans la conduite, c'est-à-dire que chaque tranche d'eau de la conduite subit des variations brusques de pression et de vitesse à des instants différents (propagation par onde) ; le coup de bélier est un phénomène oscillatoire.

VI.1.2 Causes du coup de Bélier

Les principales causes de ce phénomène sont les suivantes :

- Fermeture instantanée d'un robinet-vanne placé au bout d'une conduite d'adduction ;
- Arrêt brutal par disjonction inopinée d'un ou de plusieurs groupes de pompes alimentant une conduite de refoulement débitant dans un réservoir ;
- Démarrage d'un groupe électropompe à vanne ouverte ;
- Démarrage ou arrêt d'une pompe débitant dans une conduite déjà alimentée.

Le coup de bélier, dont la brutalité est susceptible d'entraîner des ruptures de tuyaux, peut atteindre des valeurs très élevées pouvant être égale à plusieurs fois la pression de service sur les réseaux à basse pression.

Il est donc de toute première importance d'étudier des moyens propres à limiter ses effets puisqu'il en résultera une économie dans la construction des tuyaux, lesquels sont calculés notamment, pour résister à une pression intérieure donnée.

VI.1.3 Moyens de protection contre le coup de bélier

Pour protéger les conduites en écoulement gravitaire, il faut imposer la vitesse d'ouverture et de fermeture des vannes, afin de limiter les surpressions et dépression à des valeurs raisonnables.

Toutefois, on trouve des difficultés à contrôler l'ampleur de ce phénomène dans les conduites de refoulement, étant donné qu'une coupure du courant qui alimente les moteurs électriques entraîne un arrêt brusque des pompes.

Les dispositifs les plus utilisés sont :

- Les volants d'inertie ;

- Les soupapes de décharge ;
- Les ventouses ;
- Les réservoirs d'air ;
- Les cheminées d'équilibre.

VI.1.3.1 Les soupapes de décharge

Les soupapes de décharge sont des équipements mécaniques qui s'ouvrent pour réduire la surpression. L'ouverture doit se faire très rapidement pour que l'opération soit efficace.

VI.1.3.2 Les ventouses

Leurs rôle principal est l'évacuation de l'air contenu dans la conduite et permet l'admission de ce dernier dedans, lorsque l'on procède à leur vidange ou bien l'apparition de la cavitation en un point haut.

VI.1.3.3 Les réservoirs d'air

Un réservoir à air comprimé est un récipient fermé dont la partie supérieure contient de l'air sous pression et la partie inférieure un certain volume d'eau. Ainsi, lors d'un arrêt des pompes (par exemple), le réservoir se décomprime et fournit de l'eau à la conduite, réduisant l'abaissement de pression dû au coup de bélier.

Les avantages des réservoirs d'air sont :

- Ils représentent des dimensions réduites par rapport aux autres moyens (cheminée d'équilibre) ;
- Ils peuvent être installés parallèlement au sol, cela offre une meilleure résistance au vent et au tremblement de terre ;
- Faciles à chauffer pour éviter les effets du gel (dans les régions froides).

VI.1.3.4 Les cheminées d'équilibre

C'est un réservoir débouchant à l'air libre permettant de protéger la conduite contre les surpressions et les dépressions. Ces conditions sont remplies, si on en a la possibilité d'absorber ou de fournir une quantité d'eau, en fonction de la variation brusque de pression dans la conduite à protéger, il faut disposer d'un réservoir susceptible de se remplir ou de se vider suivant l'augmentation ou la diminution de la pression dans la conduite.

Elles sont utilisées dans les points hauts et rarement à la première station. Les cheminées d'équilibre ont pour avantages

- Un fonctionnement qui ne nécessite aucun entretien ;
- La protection idéale pour les points du parcours difficilement accessibles.

VI.2 Etude du coup de bélier

L'étude consiste à calculer les surpressions et les dépressions dans les différents tronçons des conduites de refoulement, et vérifier que ces valeurs ne dépassent pas la valeur de la pression de service.

La célérité de l'onde est obtenue par la formule d'ALLEIVI ci-dessous :

$$a = \frac{9900}{\sqrt{\left(48.3 + \frac{Kc \times D}{e}\right)}} \quad (\text{VI.1})$$

Avec :

- Kc : coefficient dépendant de la nature de la conduite ;
- D : diamètre intérieur de la conduite (mm) ;
- e : épaisseur de la conduite (mm).

Où :

- K = 83 pour le PEHD ;
- K = 0.6 pour la fonte ductile.

VI.2.1 La valeur du coup de bélier

VI.2.1.1 1^{er} cas : fermeture brusque

Le cas de fermeture brusque est caractérisé par un temps Tf, tel que [2] :

$$Tf < \frac{2 \times L}{a} \quad (\text{VI.2})$$

- La valeur maximale du coup de bélier est :

$$B = \frac{a \times V_0}{g} \quad (\text{VI.3})$$

Avec :

- B : Valeur du coup de bélier (m) ;
- a : Célérité de l'onde (m/s) ;
- V₀ : Vitesse d'écoulement en régime permanent initial (m/s).

- La valeur maximale de la pression-surpression est :

$$H_{sur} = H_0 + B \quad (\text{VI.4})$$

- La valeur maximale de la pression-dépression est :

$$H_{dep} = H_0 - B \quad (\text{VI.5})$$

Où :

- H₀ : La pression absolue au point le plus haut de la conduite, telque

$$H_0 = Hg + 10 \quad (\text{VI.6})$$

Avec :

- Hg: Hauteur géométrique ;
- 10 : Pression atmosphérique ;
- H₀: Pression absolue de la conduite

VI.2.1.2 2^{ème} cas : fermeture lente

Le cas de fermeture lente est caractérisé par un temps T, tel que :

$$T > \frac{2 \times L}{a} \quad (\text{VI.7})$$

La valeur maximale du coup de bélier sera calculée par la formule de MICHAUD ci-après [2] :

$$B = \frac{2 \times L \times V_0}{g \times T} \quad (\text{VI.8})$$

Remarque :

Le coup de bélier est plus important dans le cas d'une fermeture brusque qu'en fermeture lente, c'est pour ça que dans notre étude on considérera le cas le plus défavorable c'est-à-dire la fermeture brusque.

VI.3 Calcul du coup de bélier pour les différents tronçons

L'étude consiste à calculer les surpressions et les dépressions dans les différents tronçons, et de vérifier que ces valeurs ne dépassent pas les valeurs de la pression de service en surpression et n'admettent pas des valeurs négatives en dépression.

VI.3.1 Calcul du coup de bélier pour les tronçons de refoulement

Les valeurs numériques du coup de bélier dans les tronçons de refoulement sont mentionnées dans le tableau (VI-1) ci-dessous :

Tableau (VI.1) calcul de la valeur maximal du coup de bélier

Tronçons	D _{ext} (mm)	e (mm)	D _{int} (mm)	V (m/s)	H _g (m)	H ₀ (m)	a (m/s)	B (m)	H _s (m)	H _D (m)	PN (m)
R – SR1	200	5,4	189.2	1.0764	130	140	1078.88	118.48	258.48	21.52	400
SR1 – R1	200	5,4	189,2	0.8376	90	100	1078.88	92.11	192.11	7.89	400
SR – R2	100	5	90	0.7134	160	170	1274.9	92.71	262.71	77.29	400

➤ Interprétations des résultats

D'après les résultats du tableau (VI.1) ci-dessus, on remarque que les valeurs des surpressions dans les tronçons R – SR1, SR1 – R1, et SR2 – R2 ne dépassent pas les pressions maximales de service et n'admettent pas des valeurs négatives en dépression, ce qui ne nécessite pas de dispositif anti-bélier.

Remarque :

Pour les tronçons gravitaires, on procède à une fermeture lente de la vanne pour éviter le coup de bélier.

VI.4 Pose des canalisations

Les canalisations sont généralement posées en tranchée, à l'exception de certain cas où elles sont posées sur le sol à condition qu'elles soient protégées.

Pour cela nous allons exposer les différents types de pose selon le lieu et les obstacles qui peuvent se présenter.

VI.4.1 Le principe de pose des canalisations

Le choix du type de pose des conduites s'effectue en fonction de la topographie du terrain et les différents types rencontrés [4] :

- Pose en terre ;
- Pose en mauvais terrains ;
- Pose en galerie ;
- Pose en pentes ;
- Pose des conduites en traversées des routes et voies ferrées ;
- Pose à proximité d'une conduite d'assainissement ;
- Passage de ponts ;
- Traversée de rivière.

➤ Pose en terre

Pour la disposition des tuyaux dans les meilleures conditions, la pose en terre s'effectue dans une tranchée de largeur suffisante avec établissement des niches pour faciliter le travail lors de jointure.

Cette opération s'effectue par tronçon successif, en posant des tuyaux en files bien alignés et bien nivelés, tout en commençant par les points hauts. L'enfouissement des canalisations a pour but de les protéger contre les dégradations extérieures, de conserver la fraîcheur de l'eau et de la mettre à l'abri du gel.

➤ Pose en mauvais terrains

Si la conduite devra être posée en mauvais terrain (terrains marécageux), il pourra être nécessaire de couler au fond de la tranchée une dalle en béton armé, pour éviter les affaissements (tassements) qui rompraient la conduite où désassembleraient les joints.

➤ Pose en galerie

La pose des conduites en galerie présente un double avantages, faciliter leur surveillance et éviter les tassements de terrain en cas de fuite, ainsi l'ouverture de chaussée à l'occasion des réparations ou de remplacement. Cette pose est courante dans les villes ou agglomérations disposant déjà de galeries spéciales souterraines (égouts, caniveaux ou galeries spéciales visitables).

Les conduites sont posées sur les consoles en fonte d'aluminium scellées dans les pieds droits pour les petits diamètres, et sur les tasseaux pour les grands diamètres dans les galeries sèches spéciales.

➤ Pose en pente

Au delà d'une certaine pente (25%), les frottements entre canalisations et les terres sont insuffisants pour maintenir la conduite, il convient alors d'équilibrer la composante axiale de gravité par l'utilisation de butées d'encrage ou de joints verrouillés, les deux techniques pouvant être associées.

Une fois le remblai fait, on procède au nivellement qui consiste à étaler les terres qui sont en monticule, ensuite au compactage pour augmenter la densité des terres et éviter le tassement par la suite.

➤ Traversée de rivière

En fonction de la traversée et de l'importance de l'adduction, la pose de conduites à travers un oued demande certains travaux confortatifs. Deux cas peuvent se présenter

Premier cas : l'existence d'une route servira également à supporter la conduite d'adduction.

Deuxième cas : si le pont route n'existe pas, la canalisation pourra suivre le lit de la rivière, elle sera posée sur des ouvrages spéciaux.

VI.4.2 Exécution et aménagement de la tranchée

Lors de l'exécution d'une tranchée, on doit tenir compte des normes suivantes (Figure (VI.1) et tableau (VI.2)) [7] :

- La section transversale de la tranchée dépend de la largeur et de la profondeur ;
- La largeur est en fonction du diamètre de la conduite et de la nature du sol ;
- Un espacement de 30 cm est prévu de part et d'autre de la conduite ;
- La profondeur doit être suffisante pour assurer la protection de la conduite contre les efforts de surcharges et de la variation de la température, on prévoit une profondeur minimale de 0.8 m jusqu'à la génératrice supérieure de la conduite ;
- Le fond de la fouille doit être purgé des pierres qui pourraient s'y trouver et convenablement dressé ; après quoi, il sera recouvert d'un lit de pose de 10 à 15 cm ;
- Le remblayage de la conduite est exécuté de façon à ne causer aucun dommage aux tubes.
- Pour obtenir un bon remblai, on utilise une terre dépourvue de pierre très fortement damée par petites couches jusqu'à 30 cm au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite ;
- En terrain agressif, on cherche une homogénéisation du sol par utilisation d'un remblai inerte, bien drainé au contact du métal pour atténuer le phénomène de corrosion.

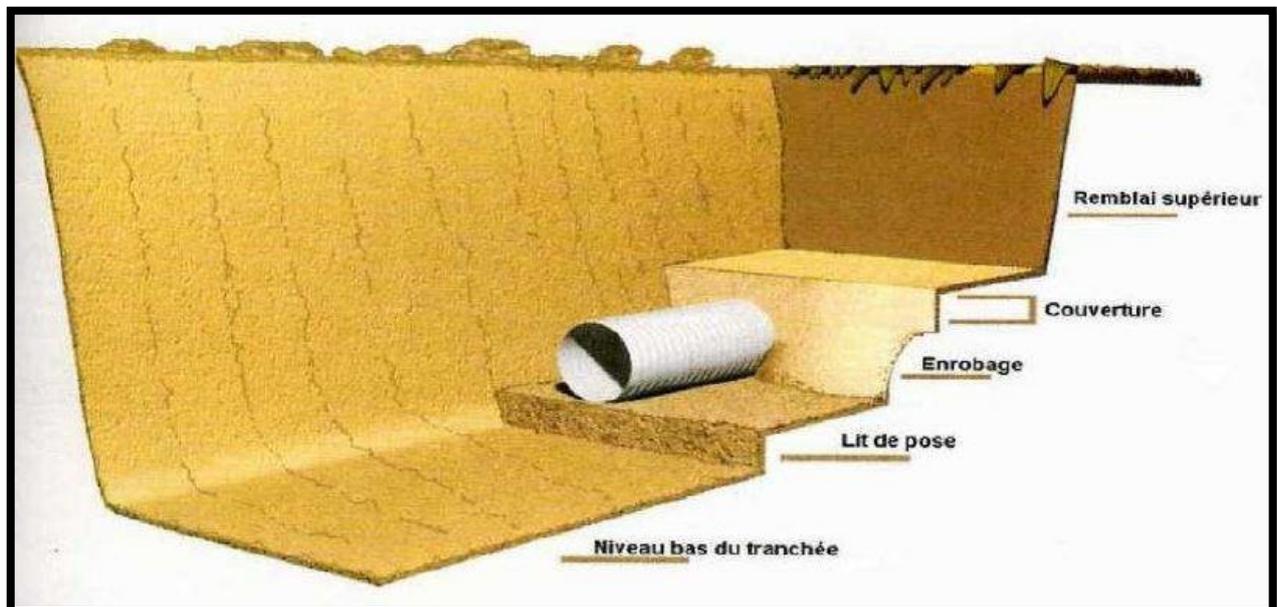


Figure (VI.1) Pose de la conduite en tranchée.

Le tableau (VI.2) ci-après nous donne les épaisseurs des différentes couches du remblai et les matériaux utilisés.

Tableau (VI.2) : Les différents matériaux.

Couche	Matériau	Hauteur de remblai
Lit de pose	Sable 0,1 à 5 mm	Couche d'au moins 10 cm
Assise	Sable 0,1 à 5 mm	Jusqu'à hauteur axe de tube
Couche	Matériau	Hauteur de remblai
Remblai de protection	Sable 0,1 à 5 mm	10 cm au-dessus du tube
Remblai supérieur	Réutilisation déblai	Jusqu'à la surface

VI.4.3 Les actions reçues par les conduites

Les conduites enterrées sont soumises à des actions qui sont les suivantes :

- La pression verticale due au remblai ;
- La pression résultant des charges roulantes ;
- La pression résultant des charges permanentes de surface ;
- La pression hydrostatique extérieure due à la présence éventuelle d'une nappe phréatique ;
- Le tassement différentiel du terrain ;
- Action des racines des arbres.

VI.4.4 Stabilisation de la canalisation

Pour résister aux poussées dues à la pression de l'eau dans les coudes, les cônes, les tés et les extrémités, il y a lieu d'aménager des butées en massif de béton. On distingue [4] :

- Butée sur coude horizontale ;
- Butée sur coude verticale ;
- Butée sur branchement
- Butée sur un cône

Pour assurer la stabilité et la résistance des conduite aux poussée dues à la pression de l'eau aux niveaux des coudes et des branchements, qui peut engendrée des déboitements des joints ou des ruptures des soudures, on prévoit la construction des massifs en béton (butées) qui s'opposent aux déboitements et aux ruptures par leur poids.

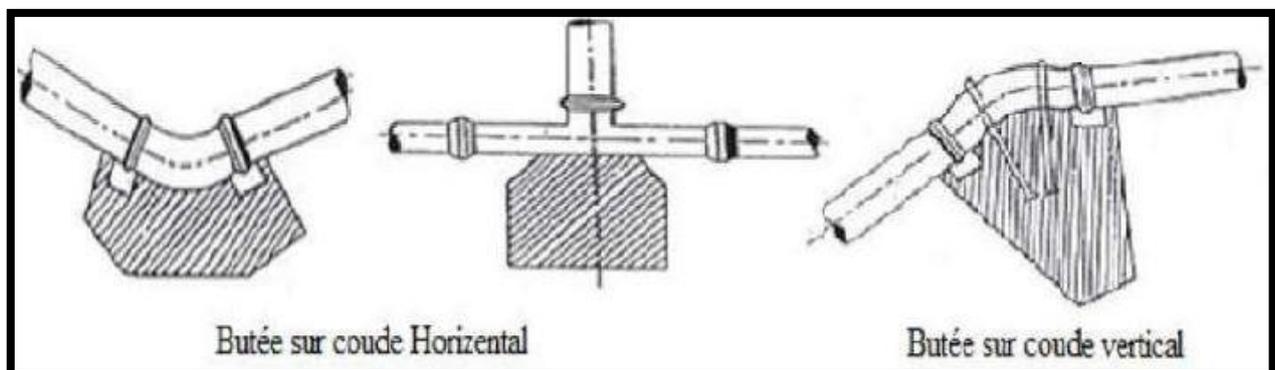


Figure (VI.2) Quelques types de butée.

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons fait la vérification des surpressions et des dépressions engendrées par le phénomène du coup de bélier, afin de mobiliser des moyens contre ce dernier pour protéger les conduites d'adduction en cas de nécessité. Comme dans notre cas, les valeurs de dépressions et de surpressions sont vérifiées, ce qui ne nécessite pas de dispositifs anti-bélier.

Ainsi, La maîtrise de la pose de canalisation est primordiale dans une étude d'adduction. Une pose mal faite sera à l'origine des fuites excessives dans le réseau qui entraîneront par la suite des infiltrations nocives et une dégradation de tout le réseau. Des essais d'étanchéités et de pressions seront obligatoires pour détecter d'éventuelles fuites au niveau des joints ou des conduites avant le remblaiement définitif.

Conclusion générale

Conclusion générale

Les ressources en eau existantes au niveau des communes El Hakimia et Hadjera Zerga sont limitées. Ces centres ne disposent que de 172.8 m³/j.

Tenant compte de l'évolution démographique et des besoins publics futurs à l'horizon 2050, le déficit sera de 2924.25 m³/j pour les deux communes El Hakimia et Hadjera Zerga.

Le transfert des eaux du barrage de Koudiat Acerdoune est une solution pour satisfaire l'ensemble des besoins des deux agglomérations de la zone sud ouest de la wilaya de Bouira à partir du réservoir (12000 m³) de Sour El Ghozlane.

Ce transfert, en termes de capacités d'adduction a été dimensionné pour les débits maximums journaliers à l'horizon 2050 étant donné le caractère aléatoire des ressources existantes et leurs faibles débits.

L'ensemble des calculs hydrauliques élaborés dans cette étude ont débouchés sur les résultats fondamentaux ci-dessous :

Pour l'adduction nous avons projeté

- A partir de la station de pompage de Sour El Ghozlane, une conduite d'adduction par refoulement en fonte ductile (PN40) (L=9388 m ; D=200 mm) assure le transfert des eaux vers la station de reprise d'El Hakimia ;
- Une autre conduite en refoulement en fonte ductile (PN40) (L=10508m ; D=200 mm) de la station de reprise d'El Hakimia vers le réservoir tampon (CTN=1177m) ;
- A partir du réservoir tampon, deux conduites gravitaire, en PEHD (PN16) qui assure l'adduction vers la station de reprise de Sidi Daoud (L=7960m ; D=90 mm) qui à son tour refoule vers un autre réservoir avec une conduite d'adduction en fonte ductile (PN40) (L= 2400m ; D=100mm) et une autre conduite qui comprend trois conduites en série avec un diamètre de 125 mm, sur des distances de 1486 m, 3105 m et 4350 m respectivement qui assure le transfert des eaux vers Hadjera Zerga ;
- Deux autres conduites en PEHD (PN16) et en série avec des diamètres de 110 mm et 90 mm, sur des distances de 5500 m et 2300 m respectivement qui assure le transfert des eaux de Hadjera Zerga vers Trairicha ;
- Deux autres conduites séparées en PEHD (PN16) du diamètre de 75 mm, sur des distances de 2800 m et 1900 m respectivement qui transfèrent les eaux vers Zaouiet Belamouri et Sidi Aissa.

Pour les réservoirs que nous avons projetés

- Un réservoir tampon d'une capacité de 500m³.
- Une bache à eau d'aspiration au niveau de Sidi Daoud d'une capacité de 100 m³.
- Un réservoir de distribution au niveau de Meqnine (Thenia) d'une capacité de 200 m³.
- Un réservoir brise charge d'une capacité de 100 m³.
- Deux réservoirs en séries le premier de 250 m³ et le deuxième de 150 m³ respectivement qui assurent la distribution à Trairicha et Zaouiet Belamouri.

- Un réservoir de distribution d'une capacité de 100 m^3 au niveau de Sidi Aissa qui va être jumelé avec un autre réservoir existant de 150 m^3 .
- Un réservoir de distribution d'une capacité de 50 m^3 au niveau de Zaouiet Belamouri qui va être jumelé avec un autre réservoir existant de 150 m^3

Pour les stations de pompage nous avons projeté une station à Sour El Ghozlane ($Q= 33.84 \text{ l/s}$; $HMT= 181.6224 \text{ m}$) et une station de reprise à El Hakimia ($Q= 26.3 \text{ l/s}$; $HMT= 115.9835 \text{ m}$) et une autre station de reprise à Sidi Daoud ($Q= 5.6 \text{ l/s}$; $HMT= 173.7361 \text{ m}$).

Ensuite, la conception des différentes adductions a été clôturée par l'étude de la protection contre le coup de bélier. Comme dans notre cas, les valeurs du coup de bélier sont vérifiées, ce qui ne nécessite pas de dispositifs anti-bélier.

Finalement, nous souhaitons avoir fait un travail qui peut servir d'avant projet à une étude détaillée afin de garantir une alimentation en eau potable sans aucune interruption.

Références bibliographiques

[1] Données (population, équipements existants, situation administratives, géographiques et topographique) : Direction des ressources en eau de Bouira.

[2] VALIRON, F. : "Mémento du gestionnaire de l'alimentation en eau et de l'assainissement", Tome I : Eau dans la ville Alimentation en eau, Edition Tec & Doc, 1994.

[3] DUPONT, A. Hydraulique urbaine, Tome II : Ouvrage de transport-élévation et distribution des eaux, Edition Eyrolles paris 216,1979.

[4] ALALOU, S. : Etude de l'adduction à partir d'un piquage pour l'alimentation en eau potable de sept communes, Wilaya de Boumerdes, promotion 2011.

[5] SEHAKI, A. et SENHADJI, A. : Etude de réseau d'AEP du chef lieu Mechteras adduction et distribution, wilaya de Tizi-Ouzou. Mémoire de fin d'étude, université de Béjaia, juillet 2017.

[6] AISSANI, M. et ZOUAGUI, H. : Renforcement de l'AEP de la commune Fenaia Ilmaten à partir du barrage de Tichy-Haf, Wilaya de Bejaia. Mémoire de Fin d'Etudes, Université de Bejaia, Juin 2014.

[7] CARLIER, M. : Hydraulique générale et appliquée, Edition Eyrolles, 1972.

[8] KACET, A. et N'AIT SLIMAN, S. : Etude du renforcement du réseau d'AEP du centre-ville de Bouchouard, Wilaya d'Aine Defla Mémoire de Fin d'Etudes, Université de Bejaia, Juin 2016.

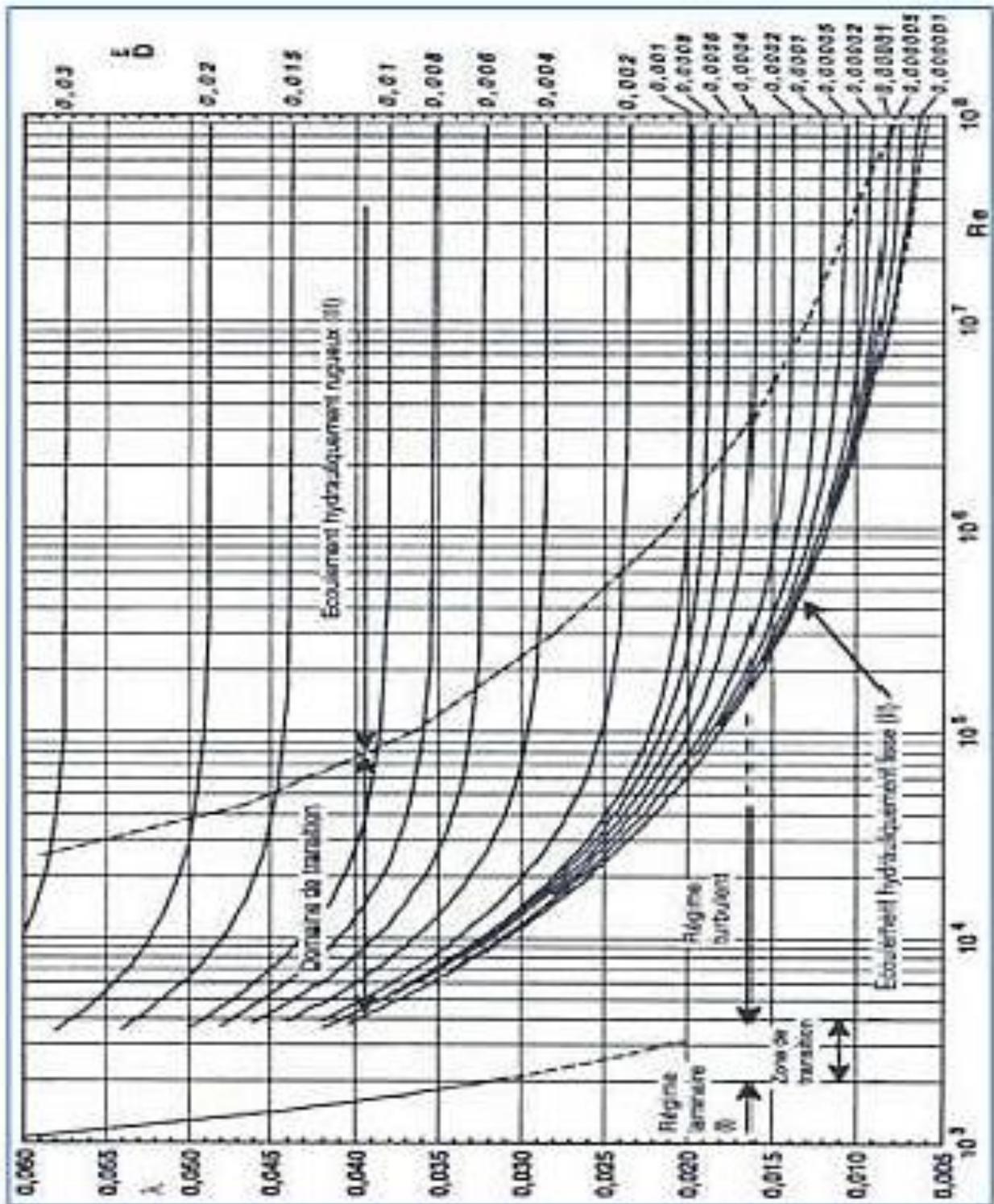
[9] BENDAHMANE, I. et OUBELAGHA, N. : « Renforcement de l'AEP de Ouadhia et Taguemount El Djedid à partir de Takhoukht (Wilaya de Tizi-Ouzou) ».

Annexes

Annexe 1 : Régime de consommation des agglomérations.

Heure	Coefficient de variation maximale horaire de consommation (Kmax.h)											
	1.20	1.25	1.30	1.35	1.40	1.45	1.50	1.70	1.80	1.90	2.00	2.50
0 – 1	3.50	3.35	3.20	3.00	2.50	2.00	1.50	1.00	0.90	0.85	0.75	0.60
1 – 2	3.45	3.25	3.25	3.20	2.65	2.10	1.50	1.00	0.90	0.85	0.75	0.60
2 – 3	3.45	3.30	2.90	2.50	2.20	1.85	1.50	1.00	0.90	0.85	1.00	1.20
3 – 4	3.40	3.20	2.90	2.60	2.25	1.90	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
4 – 5	3.40	3.25	3.35	3.50	3.20	2.85	2.50	2.00	1.35	2.70	3.00	3.50
5 – 6	3.55	3.40	3.75	4.10	3.90	3.70	3.50	3.00	3.85	4.70	5.50	3.50
6 – 7	4.00	3.85	4.15	4.50	4.50	4.50	4.50	5.00	5.20	5.35	5.50	4.50
7 – 8	4.40	4.45	4.65	4.90	5.10	5.30	5.50	6.50	6.20	5.85	5.50	10.20
8 – 9	5.00	5.20	5.05	4.90	5.35	5.80	6.25	6.50	5.50	4.50	3.50	8.80
9 – 10	4.80	5.05	5.40	5.60	5.85	6.05	6.25	5.50	5.85	4.20	3.50	6.50
10 – 11	4.70	4.85	4.85	4.90	5.35	5.80	6.25	4.50	5.00	5.50	6.00	4.10
11 – 12	4.55	4.60	4.60	4.70	5.25	5.70	6.25	5.50	6.50	7.50	8.50	4.10
12 – 13	4.55	4.60	4.50	4.40	4.60	4.80	5.00	7.00	7.50	7.90	8.50	3.50
13 – 14	4.45	4.55	4.30	4.10	4.40	4.70	5.00	7.00	6.70	6.35	6.00	3.50
14 – 15	4.60	4.75	4.40	4.10	4.60	5.05	5.50	5.50	5.35	5.20	5.00	4.70
15 – 16	4.60	4.70	4.55	4.40	4.60	5.30	6.00	4.50	4.65	4.80	5.00	6.20
16 – 17	4.60	4.65	4.50	4.30	4.90	5.45	6.00	5.00	4.50	4.00	3.50	10.40
17 – 18	4.30	4.35	4.25	4.10	4.60	5.05	5.50	6.50	5.50	4.50	3.50	9.40
18 – 19	4.35	4.40	4.45	4.50	4.70	4.85	5.00	6.50	6.30	6.20	6.00	7.30
19 – 20	4.25	4.30	4.40	4.50	4.50	4.50	4.50	5.00	5.35	5.70	6.00	1.60
20 – 21	4.25	4.30	4.40	4.50	4.40	4.20	4.00	4.50	5.00	5.50	6.00	1.60
21 – 22	4.15	4.20	4.50	4.80	4.20	3.60	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	1.00
22 – 23	3.90	3.75	4.20	4.60	3.70	2.85	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	0.60
23 – 24	3.80	3.70	3.50	3.30	2.70	2.10	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60

Annexe 2 : Diagramme de MOODY.



Annexe 3 : Prix et pressions nominale des conduites en fonte ductile.

Diamètre (mm)	Pressions nominales (bar)	Prix unitaires (DA)
100	40	2800
125	40	3000
150	40	3300
200	40	3800
250	40	5750
300	40	6500
350	30	8750
400	30	11000
450	30	15300
500	30	19600
600	30	20300
700	25	24000

Annexe 4 : Prix et pressions des conduites en PEHD PN 16.

Diamètre (mm)	Epaisseur (mm)	Prix unitaires (DA)
20	2.3	34.64
25	3.0	56.20
32	3.6	88.20
40	4.5	136.47
50	5	211.4
63	5.8	337.16
75	6.8	473.63
90	8.2	571.69
110	10	844.30
125	11.4	1093.08
160	14.6	1786.51
200	18.2	2805.48
250	22.7	4340.56
315	28.6	6881.37

Annexe 5 : Prix et pressions des conduites en PEHD PN 10.

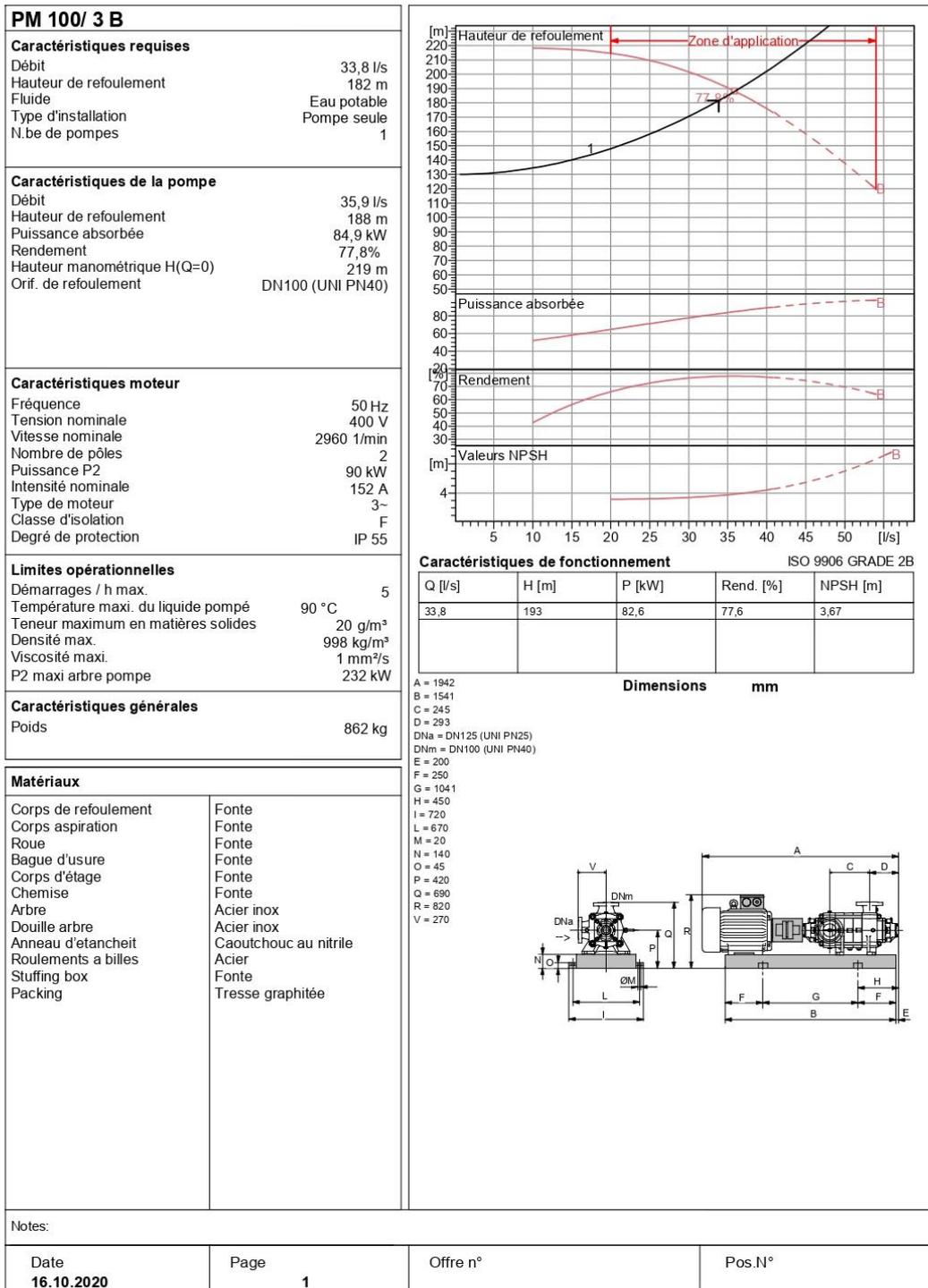
<i>Diamètre (mm)</i>	<i>Epaisseur (mm)</i>	<i>Prix unitaires (DA)</i>
20	2	16
25	2	21
32	2	28
40	2.4	35.2
50	3	44
63	3.8	55.4
75	4.5	66
90	5.4	79.2
110	6.6	96.8
125	7.4	110.2
160	9.5	141
200	11.9	176.2
250	14.8	220.4
315	18.7	277.6

Annexe 6 : Courbe caractéristique de la pompe du tronçon R – SRI.



Caractéristiques techniques

COMPANY WITH INTEGRATED
MANAGEMENT SYSTEM CERTIFIED BY DNV
= ISO 9001:2000 =
ISO 14001:2004

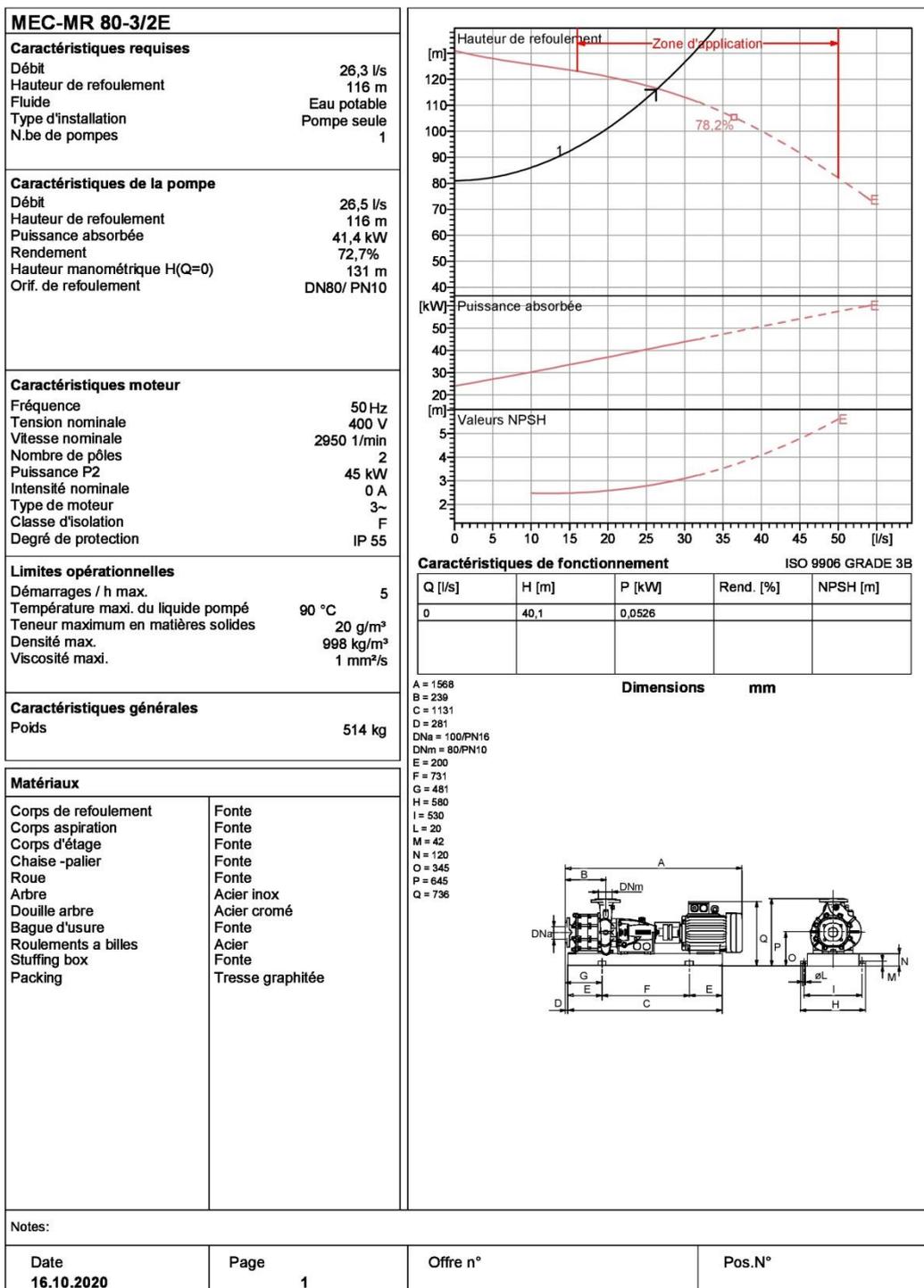


Annexe 7 : Courbe caractéristique de la pompe du tronçon SR1 – R1.



Caractéristiques techniques

COMPANY WITH INTEGRATED
MANAGEMENT SYSTEM CERTIFIED BY DNV
= ISO 9001:2000 =
ISO 14001:2004

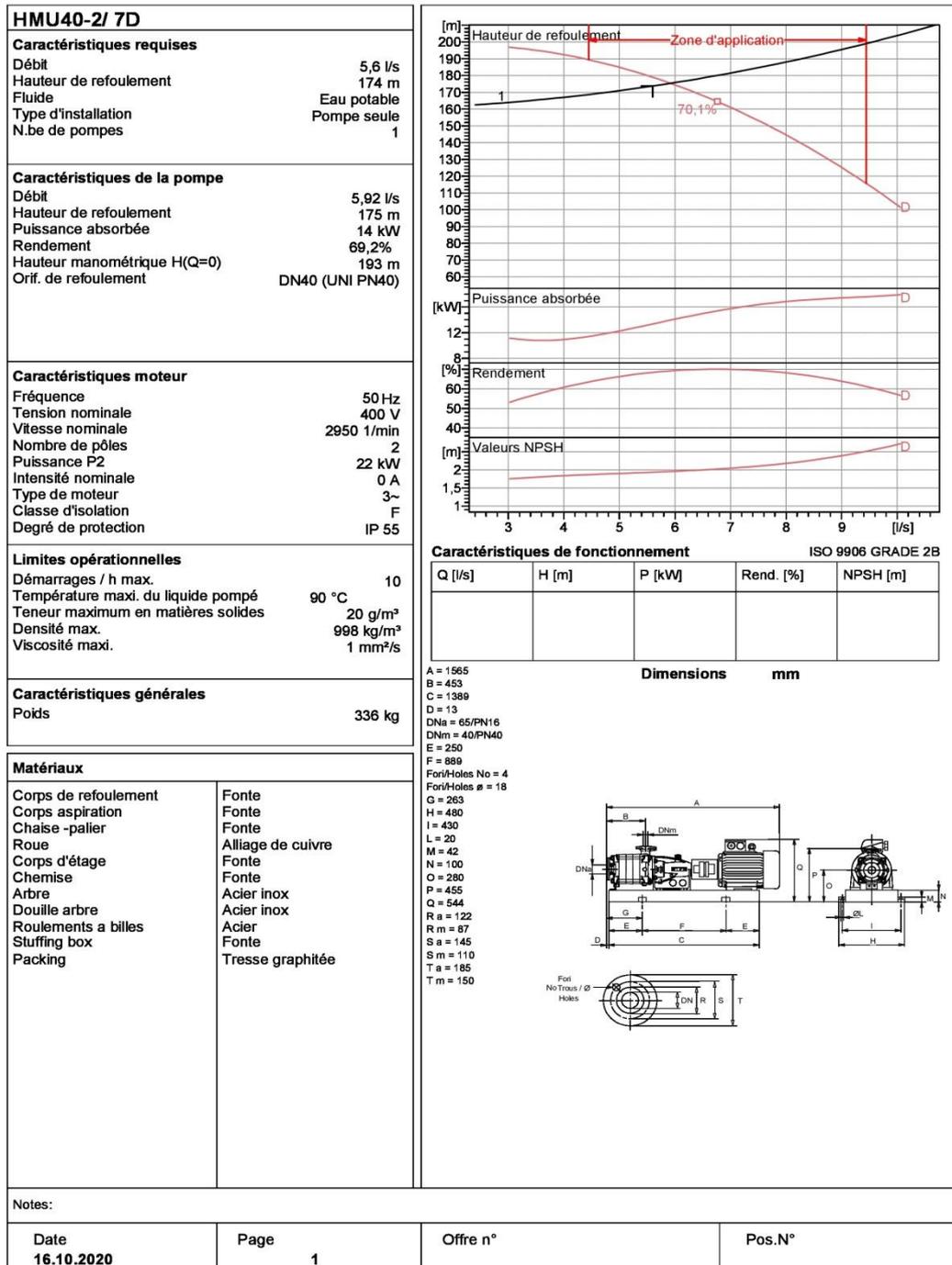


Annexe 8 : Courbe caractéristique de la pompe du tronçon SR2 – R2



Caractéristiques techniques

COMPANY WITH INTEGRATED
MANAGEMENT SYSTEM CERTIFIED BY DNV
= ISO 9001:2000 =
ISO 14001:2004



ملخص

تزداد مشكلة المياه في الجزائر تعقيداً يوماً بعد يوم، بسبب النمو السكاني ونقص الموارد. ولمعالجة هذه المشكلة، قامت الدولة الجزائرية بعدة سدود وتحويلات كبيرة لتأمين مياه الشرب في الصنابير لجميع السكان، وفي هذا السياق الذي يناسب دراستنا:

مصدر مياه الشرب لبلديتي الحاكمية وحجيرة الزرقا الواقعين جنوب ولاية البويرة من خزان صور الغزلان بسعة 12000 م³ والتي تأتي مياهها من سد كودييت أسردون.

في هذا العمل، نخطط لنظام إمداد بمياه الشرب يلبي متطلبات سكان منطقة الدراسة، والذين يقدر عددهم عام 2050 بنحو 13374 نسمة. يتم الجمع من خلال سلسلة التقريب، تتكون من ثلاثة أقسام مع تصريف وثمانية أقسام للجاذبية، بما في ذلك ثلاث محطات الضخ وعشرة خزانات مثبتة، وخمسة خزانات موجودة بالفعل، وخزان تحميل وخزان مياه.

الكلمات المفتاحية: تزويد مياه الشرب، التقريب، الخزان، محطات الضخ.

Résumé

Le problème d'eau en Algérie se complexifie de plus en plus chaque jour, suite à l'accroissement démographique et le manque des ressources. Afin de remédier ce problème l'état Algérienne a réalisé plusieurs barrages et grand transfert pour assurer l'eau potable dans les robinets de toute la population, dans ce contexte que notre étude s'inscrit :

L'alimentation en eau potable des deux communes de Hakimia et Hadjera Zerga qui se situent au sud de la wilaya de Bouira est faite partir du réservoir de Sour El Ghozlane ayant une capacité de 12000 m³ et dont l'eau provient du barrage de Koudiet Acerdoune .

Nous projetons dans ce travail un système d'adduction en eau potable qui va répondre aux exigences de la population de la zone d'étude qui estimée en 2050 à 13374 habitants. L'adduction se fait grâce à une chaîne d'adduction, composée de trois tronçons avec refoulement et huit tronçons gravitaire, dont trois stations de reprise et dix réservoirs implantés, cinq réservoirs existant déjà, un réservoir brise charge et une bache a eau.

Mots clés : alimentation en eau potable, adduction, réservoir, stations de pompage.

Abstract

The water problem in Algeria is becoming more and more complex every day, due to population growth and lack of resources. In order to remedy this problem, the Algerian state has carried out several dams and large transfers to ensure drinking water in the taps of the entire population, in this context that our study fits:

The drinking water supply to the two communes of Hakimia and Hadjera Zerga which is located to the south of the wilaya of Bouira is made from the Sour El Ghozlane reservoir with a capacity of 12,000 m³ and whose water comes from the Koudiet Acerdoune dam.

In this work, we are planning a drinking water supply system that will meet the requirements of the population of the study area, which in 2050 is estimated at 13,374 inhabitants. Adduction is made through an adduction chain, made up of three sections with discharge and eight gravity sections, including three recovery stations and ten reservoirs installed, five reservoirs already existing, a break-load reservoir and a water tank.

Key word : supply of drinking water, tank, pumping station.