



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

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

Présenté par :

AIT MOHAMED Mahfoud
AOUACHE Abdenour

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

Option : **Hydraulique Urbaine**

INTITULE :

ALIMENTATION EN EAU POTABLE DES LOTISSEMENTS TOUARES DE LA VILLE DE DRAA-BEN-KHEDDA, W : TIZI OUZOU.

Soutenu le **27 /06 /2016** devant le jury composé de :

- Président : **BENZERRA. A**
- Promoteur (s) : **IKNI.T**
- Examineur (s) : **MERRAH.F**

Remerciements

*Au terme de cette modeste étude, nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à Mr **IKNI.T** (notre promoteur) qui a accepté de nous encadrer.*

Nous le remercions pour son aide et sa disponibilité.

*Nous tenons à remercier Mr **BOUSSOUAL.N** pour sa correspondance et sa gentillesse.*

Nous voudrions remercier d'avance l'honorable jury qui aura à apprécier ce travail.

Nous remercions également tous les enseignants qui ont contribué à notre formation.

Merci

Dédicaces

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

- *A la mémoire de mon père.*
- *A la mémoire de nana Malha et celle de dada Ali.*
- *A ma mère que dieu le tout puissant la protège.*
- *A mes petites sœurs.*
- *A ma grande mère, mes oncles et mes tantes.*
- *A mes nièces et mes neveux.*
- *A tous mes amis sans exception.*
- *A tous les étudiants du département hydraulique.*

AIT MOHAMED M ahfoud

Dédicaces

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

- *A mon père et ma mère.*
- *A mes frères et sœurs.*
- *A mes nièces et mes neveux.*
- *A toute ma famille.*
- *A tous mes amis sans exception.*

AOUACHE Abdenour

Sommaire

Introduction générale.....	1
Chapitre I : Présentation du site et estimation des besoins en eau	
I.1. Introduction.....	2
I.2. Présentation du site	2
I.2.1. Situation géographique.....	2
I.2.2. Situation topographique	3
I.2.3. Situation hydrogéologique et hydrographique	3
I.2.4. Situation climatologique	4
I.2.4.1. Climat	4
I.2.4.2. Température.....	4
I.2.4.3. Pluviométrie.....	4
I.3. Estimation des besoins en eau.....	6
I.3.1. Situation démographique.....	6
I.3.2. Estimation de la population future à différents horizons	6
I.3.3. La consommation moyenne journalière	7
I.3.3.1. Besoins domestiques	8
I.3.3.2. Besoins scolaires	8
I.3.3.3. Besoins socioculturels	9
I.3.3.4. Besoin sanitaires.....	9
I.3.3.5. Besoin administratifs	9
I.3.3.6. Présentation des différents besoins en eau à différents horizons	10
I.3.4. Majoration de la consommation moyenne journalière	11
I.3.5. Détermination de la consommation maximale et minimale journalière.....	11
I.3.6. Variation de débit horaire.....	14
I.3.7. Bilan ressources-besoins	16
I.4. Conclusion	16

Chapitre II : Réservoirs

II.1. Introduction	17
II.2. Rôle des réservoirs.....	17
II.3. Emplacement du réservoir	17
II.4. Classification des réservoirs	18
II.5. Equipements des réservoirs	18
II.5.1. Conduite d'arrivée.....	18
II.5.2. Conduite de distribution.....	19
II.5.3. Conduite trop plein	19
II.5.4. Conduite de vidange	20
II.5.5. Conduite by-pass.....	20
II.6. Reserve d'incendie.....	20
II.7. Détermination de la capacité des réservoirs	21
II.7.1. Méthode analytique.....	21
II.7.1.1. Détermination de la valeur de « P% »	22
II.7.2. Méthode graphique	22
II.7.3. Calcul de volume total de réservoir	22
II.8. Dimensionnement de réservoir R1	22
II.8.1. Détermination du régime de consommation	23
II.8.2. Détermination de la capacité.....	23
II.9. Dimensionnement du réservoir R2	24
II.9.1. Détermination du régime de consommation	24
II.9.2. Détermination de la capacité.....	24
II.9.3 Calcul du diamètre :	25
II.9.4. Calcul de la hauteur de la réserve incendie.....	26
II.10. Dimensionnement du réservoir de la station de reprise SR1	26
II.10.1. Détermination de la capacité.....	26
II.10.2. Calcul du diamètre	26
II.11. Dimensionnement du réservoir de la station de reprise SR2	26
II.11.1. Détermination de la capacité.....	27
II.11.2. Calcul du diamètre	28
II.12. Conclusion	28

Chapitre III : Adduction

III.1. Introduction	29
III.2. Choix du tracé	29
III.3. Description du schéma d'adduction	29
III.4. Choix du type des conduites.....	31
III.5. Etude technico-économique	31
III.5.1. Calcul du diamètre économique	31
III.5.2. Calcul de la vitesse	31
III.5.3. Calcul des pertes de charge.....	32
III.5.3.1. Calcul des pertes de charge linéaires	32
III.5.3.2. Calcul des pertes de charge singulières	33
III.5.3.3. Calcul des pertes de charge totales	33
III.5.4. Détermination de la hauteur manométrique totale (Hmt).....	33
III.5.5. Détermination de la puissance absorbée par la pompe	34
III.5.6. Détermination de l'énergie consommée par la pompe	34
III.5.7. Détermination des frais d'exploitation	34
III.5.7. Détermination des frais d'amortissement	34
III.5.8. Calcul du bilan total des frais	35
III.5.9. Prix de revient des conduites	35
III.6. Dimensionnement du réseau d'adduction	35
III.6.1. Adduction par refoulement	35
III.6.1.1. Tronçon F3 - C.....	35
III.6.1.2. Tronçon F4 - C.....	37
III.6.1.3 Tronçon C-SR1	38
III.6.1.4. Tronçon SR1-R1	39
III.6.1.5. Tronçon SR2-R2	40
III.6.2. Adduction gravitaire	41
III.6.2.1. Tronçon R5000-R1	41
III.6.2.2. Tronçon R1-SR2	42
III.6.3. Récapitulatif des résultats	43
III.7. Conclusion.....	43

Chapitre IV : Pompes

IV.1. Introduction.....	45
IV.2. Choix du type de la pompe	45
IV.3. Couplage des pompes.....	45
IV.3.1. Couplage en parallèle	45
IV.3.2. Couplage en série	46
IV.4. Courbes caractéristiques des pompes.....	46
IV.4.1. La courbe hauteur-débit « $H_p=f(Q)$ »	46
IV.4.2. La courbe rendement-débit « $\eta=f(Q)$ ».....	46
IV.4.3. La courbe de la puissance absorbée « $P=f(Q)$ »	46
IV.5. Courbe caractéristique de la conduite	47
IV.6. Le point de fonctionnement	47
IV.6.1. réduction ou augmentation du temps de pompage	47
IV.6.2. Le vannage (étouffement).....	48
IV.6.3. Rognage de la roue	48
IV.6.4. La variation de la vitesse de rotation	49
IV.7 Le phénomène de cavitation :	49
IV.7.1 La cavitation dans les pompes :.....	49
IV.7.2. Notion du NPSH.....	50
IV.8. Choix des pompes du projet.....	50
IV.8.1. La pompe du forage F3.....	50
IV.8.1.1. <i>Sélection de la pompe</i>	50
IV.8.1.2. <i>Adaptation de la pompe au point de fonctionnement</i>	52
IV.8.1.3. <i>Bilan des frais</i>	53
IV.8.2. La pompe du forage F4.....	53
IV.8.3. La pompe de la station de reprise SR1	54
IV.8.4. La pompe de la station de reprise SR2	56
IV.8.5. Vérification de la condition de non cavitation	57
IV.9. Automatisation	57
IV.9.1. Objectifs de l'automatisation.....	58
IV.9.2. Différents types de liaisons	58
IV.9.2.1 <i>Liaison aspiration-moteur</i>	58
IV.9.2.2. <i>Liaison réservoir-moteur</i>	58

IV.10. Conclusion	60
-------------------------	----

Chapitre V : Protection des conduites

V.1. Introduction	61
V.2. Théorie du coup de bélier	61
V.2.1. Définition de coup de bélier.....	61
V.2.2. Causes du coup de bélier	61
V.2.3. Analyse physique de coup de bélier dans les pompes	61
V.2.4. Moyens de protection contre le coup de bélier	62
V.2.5. Etude de coup de bélier.....	62
V.3. Calcul de la valeur de coup de bélier.....	63
V.3.1. Tronçons de refoulement.....	64
V.3.1.1. Tronçon F3 – SR1	64
V.3.1.2. Tronçon F4 – SR1	65
V.3.1.3. Tronçon SR1-R1	67
V.3.1.4. Tronçon SR2-R2	67
V.3.2. Tronçons gravitaires	68
V.3.2.1. Tronçon R 5000 -R1	68
V.3.2.2. Tronçon R1-SR2.....	69
V.4. Dimensionnement de la ventouse	69
V.4.1. Le rôle d'une ventouse a 3 fonctions	69
V.4.2. Localisation.....	70
V.4.3. Diamètres et pressions disponibles	70
V.4.4. Dimensionnement de la ventouse	70
V.5. La protection des conduites contre la corrosion	70
V.5.1. La corrosion externe	70
V.5.2. La corrosion interne	71
V.5.3. La lutte contre la corrosion	71
V.5.3.1. Protection contre la corrosion externe	71
V.5.3.2. Protection contre la corrosion interne	72
V.6. La protection des conduites contre la poussé due à la pression de l'eau.....	72

V.7. Les procédures de la pose des conduites	72
V.8. Conclusion.....	73

Chapitre VI : Réseau de distribution

VI.1. Introduction.....	74
VI.2. Classification des réseaux	74
VI.2.1. Réseau ramifié.....	74
VI.2.2. Réseau maillé	74
VI.2.3. Réseau mixte	74
VI.3. Choix de type de réseau	74
VI.4. Choix de type des conduites.....	74
VI.5. Choix de tracé	75
VI.6. Calcul hydraulique	75
VI.6.1. Détermination des débits	75
VI.6.1.1. Débit spécifique.....	75
VI.6.1.2. Débit en route.....	75
VI.6.1.3. Débit aux noeuds (nodaux)	76
VI.6.2. Détermination des débits des réseaux.....	76
VI.6.2.1. Les débits du Réseau 1	76
VI.6.2.1. Les débits du Réseau 2	80
VI.6.3. Dimensionnement du réseau.....	80
VI.6.3.1. Réseau maillé	80
VI.6.3.2. Réseau ramifié.....	81
VI.7. Modélisation et simulation du réseau.....	81
VI.7.1. Formules de pertes de charge utilisée.....	81
VI.7.1.1. Pertes de charge linéaires.....	81
VI.7.1.2. Pertes de charge singulières	82
VI.7.1.3. Pertes de charge totales	82
VI.7.2. Les étapes de l'utilisation du logiciel EPANET	82
VI.7.3. Les résultats de la simulation	82
V.8. Equipement du réseau de distribution	86

V.9. Conclusion.....	87
----------------------	----

Chapitre VII : Devis quantitatif et estimatif

VII.1. Introduction.....	88
VII.2. Canalisation (adduction + réseau de distribution)	88
VII.2.1. Les opérations pour la réalisation du réseau	88
VII.2.2. Calcul du volume de déblai.....	88
VII.2.3. Calcul du volume de sable (lit de pose + enrobage)	89
VII.2.3. Calcul du volume de remblaiement des tranchées	89
VII.3. Station de pompage et réservoir.....	90
VII.3.1. Les opérations pour la réalisation du réseau	90
VII.4. Devis quantitatif et estimatif.....	90
VII.5. Conclusion	92
Conclusion générale.....	93

Liste des tableaux

Tableau (I.1) : Variation des températures moyennes minimales et maximales pour la région de DBK entre 1990 et 2008.....	4
Tableau (I.2) : Précipitations Moyennes Mensuelle (mm).....	4
Tableau (I.3) : répartition et caractéristiques des puits	5
Tableau (I.4) : Nombre d’habitants des différents lotissements (RGPH 2008)	6
Tableau (I.5): Evolution de la population.	6
Tableau (I.6): Détermination des débits domestiques des différents lotissements	8
Tableau (I.7): Les besoins scolaires	8
Tableau (I.8): Besoins socioculturels	9
Tableau (I.9): Besoins sanitaires	9
Tableau (I.10): Besoins administratifs	9
Tableau (I.11): Tableau récapitulatif des différents besoins en eau à différents horizons.	10
Tableau (I.12): Récapitulatif de la consommation moyenne journalière majorée à 20% :.....	11
Tableau (I.13): Variation de la consommation journalière.	13
Tableau (I.14): Variation de coefficient β max en fonction de nombre d’habitants.	15
Tableau (I.15): Bilan ressources-besoins	15
Tableau (II.1): Possibilité de classification des réservoirs	18
Tableau (II.2): Capacité du réservoir R1	23
Tableau (II.3): Capacité du réservoir R2.....	25
Tableau (II.4): Capacité de SR2	27
Tableau (III.1): Prix de revient des conduites en acier.....	35
Tableau (III.2): Calcul de Hmt pour les différents diamètres	36
Tableau (III.3): Calcul des frais d’exploitation	36
Tableau (III.4): Calcul des frais d’amortissement.....	36
Tableau (III.5): Bilan des frais	36
Tableau (III.6): Calcul de Hmt pour les différents diamètres	37
Tableau (III.7): Calcul des frais d’exploitation	37
Tableau (III.8): Calcul des frais d’amortissement.....	37

Tableau (III.9): Bilan des frais	38
Tableau (III.10): Calcul de Hmt pour les différents diamètres	38
Tableau (III.11): Calcul des frais d'exploitation	39
Tableau (III.12): Calcul des frais d'amortissement.....	39
Tableau (III.13): Bilan des frais	39
Tableau (III.14): Calcul de Hmt pour les différents diamètres	40
Tableau (III.15): Calcul des frais d'exploitation	40
Tableau (III.16): Calcul des frais d'amortissement.....	40
Tableau (III.17): Bilan des frais.	40
Tableau (III.18): Calcul de Hmt pour les différents diamètres	41
Tableau (III.19): Calcul des frais d'exploitation	41
Tableau (III.20): Calcul des frais d'amortissement.....	41
Tableau (III.21): Bilan des frais	41
Tableau (III.22): Calcul de la hauteur d'arrivée Har	42
Tableau (III.23): Calcul de la hauteur d'arrivée Har	43
Tableau (III.24): récapitulatif des résultats obtenus	43
Tableau (IV-1): Tension de vapeur d'eau pompée en fonction de la température.....	50
Tableau (IV.2): Caractéristiques de la pompe du forage F3	50
Tableau (IV.3): Bilan des frais des différentes variantes	53
Tableau (IV.4): Caractéristiques de la pompe du forage F4	53
Tableau (IV.5): Caractéristiques de la pompe de la SR1	54
Tableau (IV.6): Caractéristiques de la pompe de la SR2	56
Tableau (IV.7): Valeurs du $NPSH_{re}$ et $NPSH_d$ pour les pompes choisies.....	56
Tableau (IV.8): Avantages et inconvénients des commandes avec et sans ligne pilote	59
Tableau (V.1): Résultat de calcul pour les tronçons de la conduite principale (F3 – SR1)	64
Tableau (V.2): Valeurs du coup de bélier du tronçon (F3 – SR1)	65
Tableau (V.3): Résultat de calcul pour les tronçons de la conduite principale (F4 – SR1)	66
Tableau (V.4): Valeurs du coup de bélier du tronçon (F4 – SR1)	67
Tableau (V.5): Valeurs du coup de bélier du tronçon (SR1– R1).....	67
Tableau (V.6): Valeurs du coup de bélier du tronçon (SR2– R2).....	68
Tableau (V.7): Valeurs du coup de bélier du tronçon (R5000– R1)	68

Tableau (V.8): Valeurs du coup de bélier après le temps de fermeture	68
Tableau (V.9): Valeurs du coup de bélier du tronçon (R1- SR2)	68
Tableau (V.10): Valeurs du coup de bélier après le temps de fermeture	69
Tableau (V.11): Les diamètres des ventouses en fonction des diamètres des tuyaux.	70
Tableau (V.12): Les différents matériaux.	72
Tableau (VI.1): Différents débits du Réseau 1	77
Tableau (VI.2): Répartition des résultats pour chaque tronçon du Réseau 1	84
Tableau (VI.3): Répartition des résultats au niveau de chaque nœud du Réseau 1	85
Tableau (VI.4): Fonctions des raccords	87
Tableau (VII.1): Calcul du volume de déblai.....	89
Tableau (VII.2): Calcul du volume de sable	90
Tableau (VII.3): Calcul du volume de remblai	91
Tableau (VII.4): Devis quantitatif et estimatif	92

Liste des figures

Figure (I.1) : situation géographique de la commune de DBK.	2
Figure (I.2) : situation hydrographique de la commune de DBK.....	4
Figure (I.3) : Diagramme de l'évolution de la population	7
Figure (I.4): Histogramme de l'évolution de la consommation journalière.....	14
Figure (II.1) : adduction en chute libre.....	19
Figure (II.2) : adduction noyée.....	19
Figure (II.3) : Conduite de distribution	19
Figure (II.4) : Trop plein et vidange.....	20
Figure (II.5) : By-pass entre l'adduction et la distribution.....	20
Figure (II.6) : Système de deux prises.....	21
Figure (II.7) : Système à siphon	21
Figure (III.1) : Schéma d'adduction.....	30
Figure (IV.1) : Courbes caractéristiques des pompes et des conduites	46
Figure (IV.2) : Courbes caractéristiques de la pompe de F3.....	51
Figure (IV.3) : Courbes caractéristiques de la pompe de F4.....	54
Figure (IV.4) : Courbes caractéristiques de la SR1	55
Figure (IV.5) : Courbe caractéristique de la pompe de la SR2	56
Figure (IV.6): commande par ligne pilote.....	58
Figure (IV.7) : commande sans ligne pilote	59
Figure (IV.8) : robinet flotteur	60
Figure (V.1) : La ventouse à 3 fonctions.....	69
Figure (V.2) : La protection avec la cathode réactive.	71
Figure (V.3) : La protection avec soutirage de courant.....	72
Figure (V.4) : Pose de la conduite en tranchée.....	73
Figure (VI.1) : Schéma d'ossature du Réseau 1	81

Liste des symboles

A : L'amortissement annuel (Annuité).

a : La célérité de l'onde (m/s).

a_{eq} : Célérité équivalente (m/s).

B : La valeur de coup de bélier (m).

b : Largeur de la tranchée (m).

B_{eq} : La valeur du coup de bélier équivalente (m).

B_T: bilan total (DA).

CR : Cote de radier (m).

CTN : Cote de terrain naturel (m).

CTP : Cote de trop plein (m).

D : Diamètre de la conduite (m).

D_e : Diamètre économique de la conduite (m).

D_{int} : Diamètre intérieur de la conduite (m).

E : Energie consommé par la pompe (KWh).

e : Epaisseur de la conduite (mm).

e' : Prix unitaire du KWh (DA).

e'': Hauteur de sable (m).

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

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

g : Accélération de la pesanteur (m/s²).

h : Perte de charge engendrée par la vanne (m).

H_a : Hauteur géométrique d'aspiration (m).

H_d : La valeur maximale de la pression-dépression du coup de bélier (m).

H_g : Hauteur géométrique (m).

H_{HMT} : Hauteur manométrique totale (m).

H_L : Perte de charge linéaire (m).

H_s : Perte de charge singulière (m).

H_{sp} : La valeur maximale de la pression-surpression du coup de bélier (m).

H_T : Perte de charge totale (m).

H_{tr} : Hauteur de la tranchée (m).

H' : Perte de charge totale de la conduite après vannage (m).

H₀ : La pression absolue au point le plus haut de la conduite (m).

i : Taux d'annuité (8%).

J : Perte de charge par unité de longueur (m/ml).

J_a : Pertes de charge à l'aspiration (m)

K : Rugosité absolue de la paroi interne de la conduite (m).

K_j : Coefficient de foisonnement.

K_{max,j} : Coefficient d'irrégularité maximal.

K_{min,j} : Coefficient d'irrégularité minimal.

K₀ : Rugosité absolue des tuyaux neufs (m).

L : Longueur de la conduite (m).

m : Coefficient de rognage.

n : Nombre d'année séparant la population future et la population actuelle (an).

N : Vitesse de rotation (m/s).

N_i : Nombre de consommateurs.

ND : Niveau dynamique (m).

NPSH_d : Net positive suction head disponible.

NPSH_r : Net positive suction head requis.

NS : Niveau statique (m).

n' : Nombre d'années sur lesquelles s'effectuera l'amortissement (an).

Pa : Puissance absorbée (KW).

P_f : Population future.

P_{max} : Résidus maximaux trouvés dans la journée (%).

P_{min} : Résidus minimaux trouvés dans la journée (%).

Ps : La valeur de la pression de service admissible (m).

Pu : Prix unitaire de la conduite (DA/ml).

P₀ : Population actuelle.

P% : Résidu maximal dans le réservoir en (%).

qi : Dotation moyenne journalière (l/j/hab)

Q : Débit (m³/s).

Q_{ap} : Débit appelé correspondant au temps de fonctionnement (m³/h).

Q_c : Débit en route concentré au nœud (l/s).

Q_{max,h} : Débit maximal horaire (m³/h).

Q_{max,j} : Débit maximale journalière (m³/j).

Q_{min,h} : Débit minimal horaire (m³/h).

$Q_{\min,j}$: Débit minimale journalière (m^3/j).

$Q_{\text{moy,h,max}}$: Débit moyen horaire de la journée la plus chargée de l'année (m^3/h).

$Q_{\text{moy,h,min}}$: Débit moyen horaire de la journée la moins chargée de l'année en (m^3/h).

$Q_{\text{moy,j}}$: Débit moyenne journalière (m^3/j).

Q_n : Débit au nœud (l/s).

Q_p : Débit de pointe (l/s).

Q_{pf} : Débit correspondant au point de fonctionnement de la pompe (m^3/h).

Q_r : Débit en route (l/s).

Q_{sp} : Débit spécifique (l/s/ml).

R: résistance de la conduite.

r: Le pourcentage de rognage (%).

Re: Nombre de REYNOLDS.

S_{eq} : La section équivalente de système (m^2).

T: Taux d'accroissement de la population (%).

t: Température de l'eau ($^{\circ}C$).

T_v : Pression de vapeur maximale que l'air peut supporter à une température donnée (m).

T' : Nombre d'heures de pompage dans la journée (h).

V: Vitesse d'écoulement (m/s).

V_{Td} : Volume total de déblai (m^3).

V_{Tdf} : Volume total des déblais foisonnés (m^3).

V_{Tr} : Volume total du remblaiement (m^3).

V_{Ts} : Volume total de déblai (m^3).

V_{inc} : Volume d'incendie (m^3).

V_{max} : Volume maximal de stockage pour la consommation (m^3).

V_T : Volume total de réservoir (m^3).

Z: Cote du plan d'aspiration par rapport au niveau de la mer (m).

α : coefficient de vieillissement déterminé à partir de l'abaque de PETER LAMONT.

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.

ν : viscosité cinématique de l'eau (m^2/s).

η : rendement de la pompe (%).

$\sum J$: Somme des pertes de charge dans une maille (m).

Introduction générale

Introduction générale

L'eau, source de la vie et du développement compte parmi les richesses naturelles les plus précieuses ayant une importance considérable pour le développement social et économique. L'Algérie comme tant d'autres pays souffre de l'insuffisance dans l'approvisionnement en eau potable qui est due principalement à l'expansion démographique et l'élévation du niveau de vie.

Devant une telle situation, il est impératif de concevoir des systèmes ingénieux d'approvisionnement et de gestion des ressources hydriques pour satisfaire la demande qui ne cesse d'accroître.

Dans ce cadre s'inscrit le thème de notre mémoire intitulé « Alimentation en eau potable des lotissements TOUARES de la ville de DRAA BEN-KHEDDA » qui consiste à l'élaboration d'une étude d'alimentation en eau potable permettant de répondre aux besoins de la population jusqu'à l'horizon 2045.

Notre plan de travail s'articulera en plusieurs chapitres ;

En premier lieu, nous commencerons notre travail par une présentation de la zone d'étude et l'évaluation des besoins en eau des différentes catégories consommatrices existantes en se référant à son plan d'aménagement.

Dans le deuxième chapitre, on passera au dimensionnement des ouvrages de stockage projetés ainsi que la vérification de la capacité de ceux existants.

Par la suite, le troisième chapitre sera consacré au dimensionnement du réseau d'adduction par la combinaison de l'étude technique et économique.

Par ailleurs, le quatrième chapitre portera sur le choix des pompes adéquates au refoulement vers les réservoirs de stockage.

Cependant, la protection de la chaîne d'adduction contre le phénomène du coup de bélier et la corrosion sera réalisée dans le chapitre cinq.

Le sixième chapitre portera sur le dimensionnement du réseau de distribution.

Tandis qu'au septième chapitre, on donnera une estimation des quantités des différents travaux à effectuer et le coût global du projet.

Finalement, on terminera par une conclusion générale se proposant comme une synthèse de nos résultats qui résumera les différentes parties citées ci-dessus.

Chapitre I

**Présentation du site et
estimation des besoins en eau**

I.2.2. Situation topographique

Le relief de la commune de DBK est formé essentiellement par trois ensembles [2] :

- La plaine alluviale du bougdoura-sebaou (l'essentiel de sa superficie), dont l'altitude s'étale de 60 m en amont, à 40 m en aval, soit une pente de moins de 0.5%. elle s'allonge sur 5 Km du sud vers le nord de part et d'autre de Bougdoura (largeur inférieure à 1 Km) et s'élargit sous forme d'un delta de 4Km de base sur près de 2 Km.
- Les collines des Touarès, d'altitudes modérées, s'élève au sud et à l'est et culminent à 263 m à Tadjouimat, la pente oscille entre 3 et 25%.
- Les piémonts du massif de Sidi Ali Bounab à l'Ouest et au Sud-ouest où l'altitude culmine à 587 m au-dessus de Karboucha et dont les pentes sont faibles à la base (moins de 5%) et atteignent les 20% plus haut.

I.2.3. Situation hydrogéologique et hydrographique

La présence de plusieurs cours d'eau autour de la commune a fait de son sous-sol un vrai réservoir naturel pour les eaux souterraines.

Du point de vue hydrographique, la commune de DBK est traversé par l'oued Bougdoura à l'ouest, l'oued sebt qui limite la commune par l'est est relativement encaissé dans les collines des Touarès. Le Sebaou, qui constitue le cours d'eau le plus important dans la wilaya de Tizi-Ouzou qui limite la commune au nord, reçoit tous les écoulements du territoire de la commune.

Les collines marneuses à l'est et au sud, et le massif de socle à l'ouest sont entaillées par des talwegs dont la ramification est assez dense, cette densité du réseau provoque une érosion importante des versants à tel point que l'ANRH a jugé d'y installer une station de mesure à Aghroub, un site situé au sud de la commune [3].



Figure (I.2) : situation hydrographique de la commune de DBK.

I.2.4. Situation climatologique

I.2.4.1. Climat

La région se trouve sous l'influence du climat méditerranéen, celui-ci est caractérisé par la sécheresse dans la saison estivale, des hivers trop froids, relativement humides.

La zone climatique est globalement la suivante :

- Climat tellien de montagne moyenne sur le relief à l'ouest : précipitation importantes, froids et humides à faible amplitude thermique, avec quelques chutes de neige.
- Climat tellien de vallée : froid et humide en hiver et chaud et sec en été avec de forts écarts de température.

I.2.4.2. Température

La baisse de pression atmosphérique favorise la venue de masse d'air de provenances diverses. Cette instabilité atmosphérique s'accompagne de fortes variations de température : En hiver des averses importantes parfois sous forme de neige, de grêle et des températures très basses. En été, des vents de sud souffle sur la région provoquant une hausse importante des températures arrivant jusqu'à 45°C [4].

Tableau (I.1) : Variation des températures moyennes minimales et maximales pour la région de DBK entre 1990 et 2008

Mois	Jan.	Fé.	Ma.	Avr.	Mai.	Juin.	Juil.	Aou.	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.
T _{max} (°C)	15,16	16,68	19,61	21,66	26,36	31,68	35,48	35,88	31,37	26,65	19,87	15,83
T _{min} (°C)	6	6,65	08,45	10,15	14,04	18,17	21,07	21,82	18,81	15,35	10,42	7,28
T _{moy} (°C)	10,58	11,66	14,01	15,90	20,20	24,92	28,27	28,85	25,09	21	15,14	11,55

I.2.4.3. Pluviométrie

Les perturbations climatiques apportent des pluies variables parfois importantes. Elles sont suivies par de longues périodes chaudes ou froides mais sèches et à atmosphère calme. On peut avoir des précipitations violentes en absence du froid ou en froid, parfois nuageux sans une goutte de pluie [4].

Tableau (I.2) : Précipitations Moyennes Mensuelle (mm)

Mois	sept	oct	nov	dec	jan	fev	mars	avril	mai	juin	juill	aout	annuel
Moy (mm)	27	62,4	96	121,2	118,9	75,6	63,9	75,7	49,6	5	1,1	6	702,8

I.2.5. Situation hydraulique

La commune de DBK est alimentée essentiellement par les forages existants dans sa périphérie et qui sont au nombre de 8. Ils puisent dans les nappes alluvionnaires des oueds Sebaou, Sebt et Bougdoura, la répartition de ces puits est comme suit [3]:

Tableau (I.3) : Répartition et Caractéristiques des puits

Destination des forages	nomination	Q_{exp} (l/s)	Diamètre du forage (mm)	Profondeur (m)	N S (m)	N D (m)	observation
Draa ben Khedda	F3	40	500	28	-0.87	-3.32	Réalisé en 1981, implanté dans la nappe de l'oued bougdoura
	F4	20	800	19	-5	-7.84	Réalisé en 1980, champ de captage de bougdoura
Mouldiouene	Fm	12	400	30	-3	/	Champ bougdoura
Usine COTITEX	FC1	/	1200	25	/	/	Champ d'oued sebaou
	FC2	/	600	23	-7.38	-9,19	Secours incendie
	FC3	/	800	25	-6.58	-12.05	Champ oued sebt
	FC4	/	800	25	-6.58	-12.05	Champ oued sebt
Usine ONALAIT	F0	28.33	/	22	/	/	Champ oued bougdoura

Les 2 forages destinés à l'alimentation en eau potable de la population, alimentent les réservoirs $2 \times 1000 \text{ m}^3$ qui desservent d'une manière gravitaire le centre de DBK, et le troisième forage alimente le réservoir de 200 m^3 qui à son tour alimente la localité de Mouldiouène. Un réservoir de 5000 M^3 est en cours de réalisation à une distance d'environ 100 ml de ces 02 réservoirs, celui-ci sera alimenté par le transfert AEP du barrage de TAKSEBT et alimentera entre autre les deux réservoirs existants, ce qui sera d'un apport considérable pour la commune [3].

I.3. Estimation des besoins en eau

I.3.1. Situation démographique

Selon le RGPH 2008, la population des localités concernées par l'étude est comme suit :

Tableau (I.4) : Nombre d'habitants des différents lotissements (RGPH 2008)

Lotissement	Nombre d'habitants 2008
Touares I	1834
Touares B	568
Touares I Densification	1512
Touares II	3976
Touares III	3823
Touares EST	3403
Total	15116

I.3.2. Estimation de la population future à différents horizons

En se basant sur les données recueillies auprès du même service (APC de DBK concernant la population en 2008), la population actuelle (2016) sera estimée en appliquant la relation des intérêts composés :

$$P_f = P_0(1 + T)^n \quad (I.1)$$

Avec :

P_f : Population future.

P₀ : Population actuelle.

T : Taux d'accroissement de la population. Avec T=2.5%.

n : Nombre d'année séparant P_f et P₀.

Tableau (I.5): Evolution de la population.

Année	2008	2016	2030	2045
Touares I	1834	2235	3157	4573
Touares B	568	692	978	1416
Touares I Densification	1512	1842	2603	3770
Touares II	3976	4844	6845	9914
Touares III	3823	4658	6582	9532
Touares EST	3403	4146	5859	8485
Total	15116	18417	26023	37689

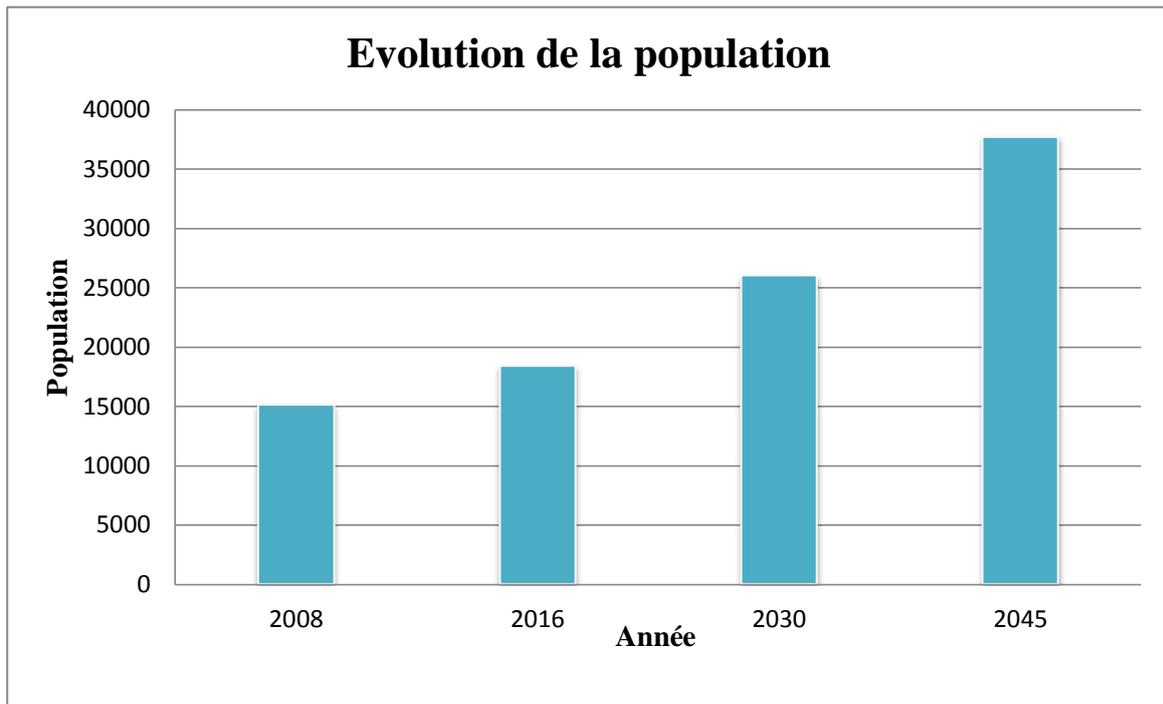


Figure (I.3) : Diagramme de l'évolution de la population

I.3.3. La consommation moyenne journalière

La consommation moyenne journalière est le produit de la norme unitaire moyenne journalière, exprimé en mètre cube par jour.

$$Q_{moy.j} = \frac{q_i \times N_i}{1000} \quad (I.2)$$

Avec :

$Q_{moy.j}$: consommation moyenne journalière en m³/j.

q_i : dotation moyenne journalière en l/j/hab.

N_i : nombre de consommateurs.

I.3.3.1. Besoins domestiques

La consommation en eau par personne et par jour est différente, elle dépend du type de l'agglomération, du nombre d'habitants et du niveau de vie et de confort des habitants. Pour une agglomération urbaine (plus de 5 000 habitants), elle varie de 150 l/j/hab à 250 l/j/hab. Pour cette étude, on opte pour une consommation moyenne journalière de 150 l/j/hab [5].

Les besoins domestiques moyens journaliers pour les différentes localités sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau (I.6): Détermination des débits domestiques des différents lotissements

Lotissement	Horizons 2016			Horizons 2030			Horizons 2045		
	Population	Dotation (l/j.hab)	Débit (m3/j)	Population	Dotation (l/j.hab)	Débit (m3/j)	Population	Dotation (l/j.hab)	Débit (m3/j)
Touares I	2235	150	335,18	3157	150	473,60	4573	150	685,92
Touares B	692	150	103,81	978	150	146,68	1416	150	212,43
Touares I Densification	1842	150	276,33	2603	150	390,45	3770	150	565,49
Touares II	4844	150	726,66	6845	150	1026,75	9914	150	1487,03
Touares III	4658	150	698,69	6582	150	987,24	9532	150	1429,81
Touares EST	4146	150	621,93	5859	150	878,78	8485	150	1272,73
Total			2762,61			3903,49			5653,42

I.3.3.2. Besoins scolaires

Les besoins scolaires sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau (I.7) : Les besoins scolaires

Lotissement	Type d'équipement	Unité de base	Nombre d'élèves	Dotation (l/j)	Consommation moyenne journalière (m3/j)
Touares I	ecole primaire	élève	250	10	2,5
Touares II	CEM	élève	800	20	16
	Institut	étudiant	200	20	4
Touares EST	CEM	élève	120	20	2,4
	Technicum	élève	200	20	4
Total		-			28,9

I.3.3.3. Besoins socioculturels

Les besoins socioculturels sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau (I.8): Besoins socioculturels

Lotissement	Type d'équipement	Unité de base	Nombre	Dotation (l/j. usager)	Consommation moyenne journalière (m3/j)
Touares I	Mosquée	Fidèle	2000	25	50
Touares EST	Mosquée	Fidèle	700	25	17,5
	Salle omnisports	Athlète	70	45	3,15
Total	-				70,65

I.3.3.4. Besoin sanitaires

Les besoins socioculturels sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau (I.9) : Besoins sanitaires

Lotissement	Type d'équipement	Unité de base	Nombre	Dotation (l/j)	Consommation moyenne journalière (m3/j)
Touares I	Centre de santé	lits	10	15	0,15
Touares EST	Hôpital	lits	60	15	0,9
	Clinique Colombe	lits	40	15	0,6
Total	-				1,65

I.3.3.5. Besoin administratifs

Les besoins administratifs sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau (I.10) : Besoins administratifs

Lotissement	Type d'équipement	Unité de base	Nombre	Dotation (l/j)	Consommation moyenne journalière (m3/j)
Touares II	Siège de Daira	Employé	45	25	1,13
	Protection civile	Unité	1	25000	25
Total	-				26,13

I.3.3.6. Présentation des différents besoins en eau à différents horizons

Tableau (I.11) : Tableau récapitulatif des différents besoins en eau à différents horizons.

Lotissement	Secteur	Besoin en eau en 2016 (m3/j)	Besoin en eau en 2030 (m3/j)	Besoin en eau en 2045 (m3/j)
Touares I	Domestique	335,18	473,60	685,92
	Scolaire	2,5	2,5	2,5
	Sanitaire	0,15	0,15	0,15
	Socioculturel	50	50	50
	Administratif	/	/	/
Total		387,83	526,25	738,57
Touares B	Domestique	103,81	146,68	212,43
	Scolaire	/	/	/
	Sanitaire	/	/	/
	Socioculturel	/	/	/
	Administratif	/	/	/
Total		103,81	146,68	212,43
Touares I Densification	Domestique	276,33	300,90	565,49
	Scolaire	/	/	/
	Sanitaire	/	/	/
	Socioculturel	/	/	/
	Administratif	/	/	/
Total		276,33	300,90	565,49
Touares II	Domestique	726,66	1026,75	1487,03
	Scolaire	20	20	20
	Sanitaire	/	/	/
	Socioculturel	/	/	/
	Administratif	26,13	26,13	26,125
Total		772,78	1072,87	1533,16
Touares III	Domestique	698,69	987,24	1429,81
	Scolaire	/	/	/
	Sanitaire	/	/	/
	Socioculturel	/	/	/
	Administratif	/	/	/
Total		698,69	987,24	1429,81
Touares EST	Domestique	621,93	878,78	1272,73
	Scolaire	6,4	6,4	6,4
	Sanitaire	1,5	1,5	1,5
	Socioculturel	20,65	20,65	20,65
	Administratif	/	/	/
Total		650,48	907,33	1301,28
Total		2889,93	4030,82	5780,74

I.3.4. Majoration de la consommation moyenne journalière

Les fuites au niveau de la conduite d'adduction et de distribution sont en fonction de :

- Type de tuyau
- La qualité de leur entretien
- La nature de terrain
- Accidents éventuels

On estime les fuites à 20% de la consommation moyenne journalière (réseau moyennement entretenu).

Tableau (I.12) : Récapitulatif de la consommation moyenne journalière majorée à 20% :

Lotissements	Année		
	2016	2030	2045
Touares I (m ³ /j)	465,40	631,51	886,28
Touares B (m ³ /j)	124,57	176,01	254,92
Touares I Densification (m ³ /j)	331,60	468,54	678,59
Touares II (m ³ /j)	927,34	1287,44	1839,79
Touares III (m ³ /j)	838,43	1184,68	1715,77
Touares EST (m ³ /j)	780,58	1088,79	1561,54
Total (m³/j)	3467,92	4836,98	6936,89

A l'horizon 2045 la consommation moyenne journalière des lotissements TOUARES s'élèvera à 6936,89 m³/j soit un débit de 80,29 l/s

I.3.5. Détermination de la consommation maximale et minimale journalière

Durant la journée, la consommation d'eau n'est pas régulière, elle varie en présentant des maximums et des minimums. Ces variations sont caractérisées par des coefficients d'irrégularités $K_{max.j}$ et $K_{min.j}$.

Le coefficient d'irrégularité maximale journalière est défini comme étant le rapport :

$$K_{max.j} = \frac{Q_{max.j}}{Q_{moy.j}} \quad (I.3)$$

Le coefficient d'irrégularité minimale journalière est défini comme étant le rapport :

$$K_{min.j} = \frac{Q_{min.j}}{Q_{moy.j}} \quad (I.4)$$

Avec :

$Q_{max.j}$: Consommation maximale journalière qui correspond à la journée la plus chargée de l'année.

$Q_{moy.j}$: Consommation moyenne journalière

$Q_{min.j}$: Consommation minimale journalière qui correspond à la journée la moins chargée de l'année.

$K_{max.j}$, $K_{min.j}$: Coefficient d'irrégularité maximal et minimal qui dépend de l'importance de l'agglomération.

Où : $K_{max.j} = 1.1 \div 1.3$

On prend $K_{max.j} = 1.2$

Donc : $Q_{max.j} = Q_{moy.j} \times 1.2$

Et : $K_{min.j} = 0.7 \div 0.9$

On prend $K_{min.j} = 0.8$

Donc : $Q_{min.j} = Q_{moy.j} \times 0.8$

Les résultats des besoins journaliers sont reportés dans le tableau ci-dessous

Tableau (I.13) : Variation de la consommation journalière.

Lotissements	Consommation (m ³ /j)	Année		
		2016	2030	2045
Touares I (m ³ /j)	Q _{min j}	372,32	505,20	709,03
	Q _{moy j}	465,40	631,51	886,28
	Q _{max j}	558,48	757,81	1063,54
Touares B (m ³ /j)	Q _{min j}	99,66	140,81	203,94
	Q _{moy j}	124,57	176,01	254,92
	Q _{max j}	149,48	211,22	305,90
Touares I Densification (m ³ /j)	Q _{min j}	265,28	374,83	542,87
	Q _{moy j}	331,60	468,54	678,59
	Q _{max j}	397,92	562,25	814,31
Touares II (m ³ /j)	Q _{min j}	741,87	1029,96	1471,83
	Q _{moy j}	927,34	1287,44	1839,79
	Q _{max j}	1112,80	1544,93	2207,75
Touares III (m ³ /j)	Q _{min j}	670,75	947,75	1372,62
	Q _{moy j}	838,43	1184,68	1715,77
	Q _{max j}	1006,12	1421,62	2058,93
Touares EST (m ³ /j)	Q _{min j}	624,46	871,03	1249,23
	Q _{moy j}	780,58	1088,79	1561,54
	Q _{max j}	936,70	1306,55	1873,84
Total (m³/j)	Q_{min j}	2774,33	3869,58	5549,51
	Q_{moy j}	3467,92	4836,98	6936,89
	Q_{max j}	4161,50	5804,38	8324,27

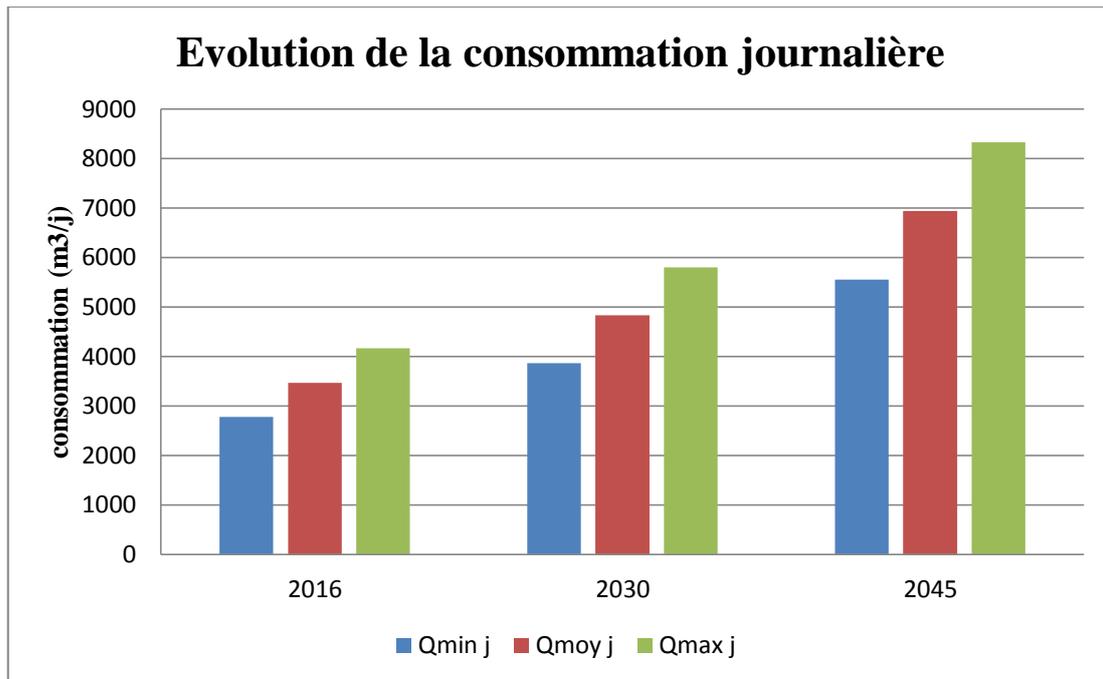


Figure (I.4): Histogramme de l'évolution de la consommation journalière

I.3.6. Variation de débit horaire

Le débit journalier subit aussi de variations sur les 24 heures de la journée. Ces variations sont caractérisées par le coefficient $K_{\max h}$ et $K_{\min h}$ dite respectivement, variation maximale horaire et variation minimale horaire. Elle nous permet ainsi de réduire la plus forte ou la plus faible charge du réseau afin de le dimensionner et de prévoir les risques de dépôts dans les conduites.

Avec:

$$K_{\min.h} = \frac{Q_{\min.h}}{Q_{\text{moy}.h}} \quad (\text{I.5})$$

$$K_{\max.h} = \frac{Q_{\max.h}}{Q_{\text{moy}.h}} \quad (\text{I.6})$$

Avec :

$Q_{\max.h}$: Débit maximal horaire en m^3/h ;

$Q_{\min.h}$: Débit minimal horaire en m^3/h ;

$Q_{\text{moy}.h}$: Débit moyen horaire en m^3/h ;

Il est donné par la formule suivante :

$$Q_{\text{moy}.h.\max} = \frac{Q_{\max.j}}{24} \quad (\text{I.7})$$

Par ailleurs, le coefficient $K_{max,h}$ est défini comme suite :

$$K_{max,h} = \beta_{max} \times \alpha_{max} \quad (I.8)$$

Avec :

- α_{max} : coefficient qui dépend du niveau de vie et du confort, il varie entre 1.2- 1.4 ; Dans notre cas on prend $\alpha_{max}= 1.3$.
- β_{max} : coefficient qui dépend du nombre d'habitant et sera déterminer par interpolation en utilisant les valeurs données dans le tableau suivant :

Tableau (I.14) : Variation de coefficient β_{max} en fonction de nombre d'habitants.

Nombre d'habitants X10³	<1	1.5	2.5	4	6	10	20	30	100	300	>10 ³
Les valeurs de β_{max}	2	1.8	1.6	1.5	1.4	1.3	1.2	1.15	1.1	1.03	1

I.3.7. Bilan ressources-besoins

Le bilan ressources-besoins sera effectué en prenant en considération les ressources mobilisées actuellement à savoir, le forage F3 ayant un débit d'exploitation de 40l/s et le forage F4 avec un débit de 20l/s.

Tableau (I.15) : Bilan ressources-besoins

2016			2030			2045		
Ressources (m3/j)	Besoins (m3/j)	Bilan (m3/j)	Ressources (m3/j)	Besoins (m3/j)	Bilan (m3/j)	Ressources (m3/j)	Besoins (m3/j)	Bilan (m3/j)
5184	4161,5	1022,5	5184	5804,38	-620,38	5184	8324,27	-3140,27

D'après le tableau ci-dessus, les besoins en eau actuels et à court terme des lotissements TOUARES sont largement satisfaits mais au-delà de 2030, un déficit de 620m³/j sera enregistré et qui pourra atteindre 3140m³/j à l'horizon 2045. La mobilisation de nouvelles ressources est donc nécessaire.

I.4. Conclusion

A travers ce chapitre, on a fait une estimation générale des besoins en eau des lotissements TOUARES. Pour compenser le débit des fuites, la consommation moyenne journalière a été majorée de 20%, le débit maximum journalier est calculé avec $K_{\max}=1,2$.

Il en ressort clairement d'après les résultats du bilan ressources-besoins que les ressources existantes ne seront pas suffisantes au-delà du moyen terme, ce déficit sera complété à partir du réservoir de 5000m^3 qui est en phase de construction.

Chapitre II

Réservoirs

II.1. Introduction

Dans ce chapitre, on présentera un ouvrage d'une grande utilité dans un projet d'alimentation en eau potable, à savoir le réservoir qui est l'organe intermédiaire entre l'adduction et la distribution. C'est un ouvrage aménagé pour contenir de l'eau, soit destinée à la consommation publique, soit de l'eau à usage industriel.

II.2. Rôle des réservoirs

Les réservoirs d'eau potable présentent plusieurs avantages tels que [6]:

- Rôle de régulateur et accumulateur : dans une agglomération, le débit refoulé par la station de pompage n'est pas dans tous les cas égale au débit consommé. Donc un réservoir est indispensable pour assurer la régulation entre le débit refoulé et celui consommé, il permet aussi d'emmagasiner l'eau pendant toute la durée de fonctionnement de la station de pompage et assurer la continuité de la distribution pendant l'arrêt de pompage.
- Augmentation des pressions : il s'agit dans ce cas d'un réservoir d'équilibre, le réservoir est placé à un point et une altitude de telle sorte qu'il puisse assurer la pression nécessaire dans des points très éloignés.
- Gain d'énergie au niveau de la station de pompage : le réservoir permet de réduire les dépenses d'énergie.
- Utilité pour briser la charge : si le terrain présente un relief très accidenté en certain points de réseau, on peut avoir des pressions non admissibles.
- Stockage de la réserve d'incendie.
- Milieu où on peut désinfecter le réseau à l'aide du chlore.

II.3. Emplacement du réservoir

L'emplacement du réservoir a pour condition l'assurance d'une pression suffisante aux abonnés au moment du débit de pointe. Ils doivent être placés à un niveau supérieur à celui de l'agglomération qu'ils desservent. L'altitude du réservoir, plus précisément du radier doit se situer à un niveau supérieur à la plus haute cote piézométrique exigée sur le réseau [6].

Son implantation découle de considérations très diverses, techniquement on a intérêt à placer les réservoirs au voisinage du centre de gravité des zones à desservir mais diverses considérations peuvent amener à s'écarter notablement de cette position techniquement optimale on peut citer :

- Le modèle du terrain naturel.
- La possibilité de trouver des terrains disponibles à un prix acceptable.
- Les servitudes éventuelles de hauteur.
- La nature du sol (fondation).
- La taille du réservoir.

II.4. Classification des réservoirs

Les réservoirs peuvent être classés de différentes façons selon le critère retenu, le tableau ci-dessous fournit quelques possibilités de classification [7].

Tableau (II.1) : Possibilité de classification des réservoirs

Situation par rapport à la distribution	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Réservoir en charge sur le réseau ▪ Réservoir nécessitant une surpression
Rôle joué	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Réservoir principal ▪ Réservoir d'équilibre disposé sur le réseau
Disposition par rapport au sol	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Réservoir enterré ▪ Réservoir semi-enterré ▪ Réservoir au sol ▪ Réservoir surélevé (château d'eau)
La forme	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Réservoir circulaire ▪ Réservoir rectangulaire ▪ Réservoir de forme quelconque

II.5. Equipement des réservoirs

II.5.1. Conduite d'arrivée

L'arrivée se fait par-dessus la surface libre (par surverse) ou en prolongeant la conduite par son extrémité pour qu'elle soit noyée, elle doit s'obturer quand l'eau atteint un niveau max dans la cuve à l'aide d'un flotteur. L'arrivée en chute libre provoque une oxygénation de l'eau favorable surtout aux eaux souterraines, et laisse les pompes travailler avec une hauteur et un débit constant [8].

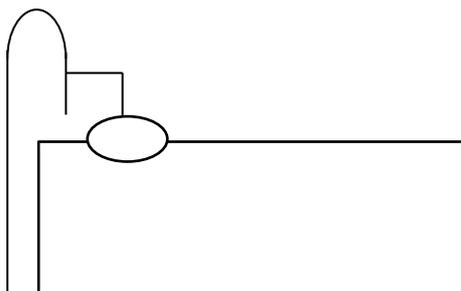


Figure (II.1) : adduction en chute libre

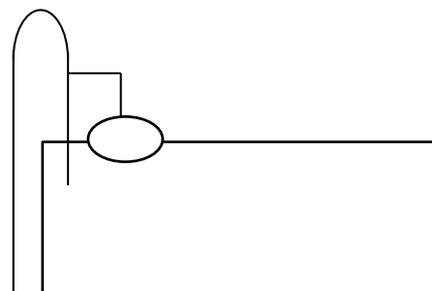


Figure (II.2) : adduction noyée

II.5.2. Conduite de distribution

Le départ s'effectue à 0,15 ou 0,20 m au-dessus du radier pour éviter l'introduction de boue, il y a lieu de réserver aussi un minimum de 0,5 m au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite en cas d'abaissement max du plan d'eau. Le bout peut être coudé pour éviter le phénomène du vortex [7].

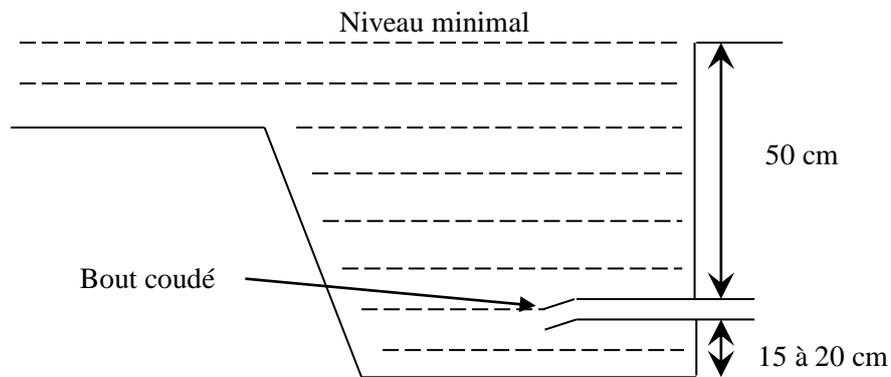


Figure (II.3) : Conduite de distribution

II.5.3. Conduite trop plein

Elle sert à évacuer l'excès d'eau arrivant au réservoir dans le cas de la défaillance du flotteur [8].

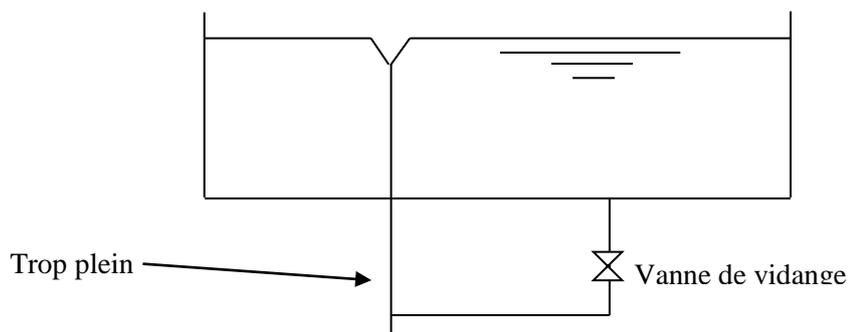


Figure (II.4) : Trop plein et vidange

II.5.4. Conduite de vidange

Elle commence du point bas du réservoir et se raccorde sur la canalisation du trop-plein, équipée d'un robinet vanne pour tout travaux de réparation éventuelle ou de nettoyage [8].

II.5.5. Conduite by-pass

C'est la création d'une communication entre l'adduction et la distribution, en temps normale les vannes 1 et 3 sont ouvertes et la vanne 2 est fermée, en by-pass on ferme les vannes 1 et 3 et on ouvre la vanne 2 [8].

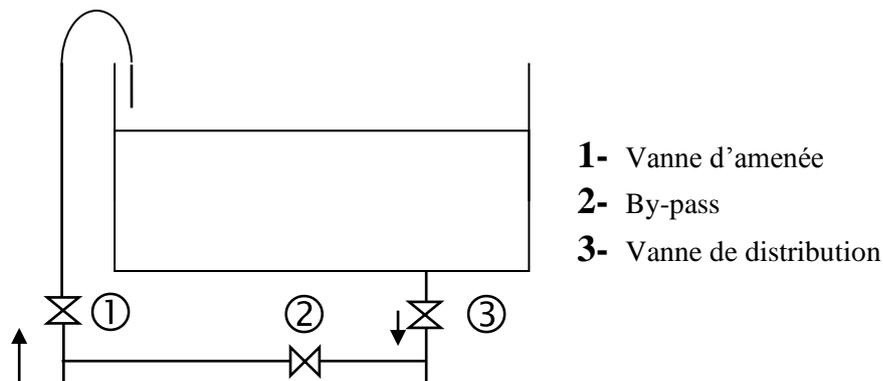


Figure (II.5) : By-pass entre l'adduction et la distribution

II.6. Réserve d'incendie

Pour éviter le passage de la réserve dans la distribution, on aménage la disposition indiquée dans la figure (II-6), en temps normal la vanne 1 est ouverte et 2 fermée, en cas de besoin il suffira d'ouvrir la vanne 2 tout en évitant la tranche morte [8].

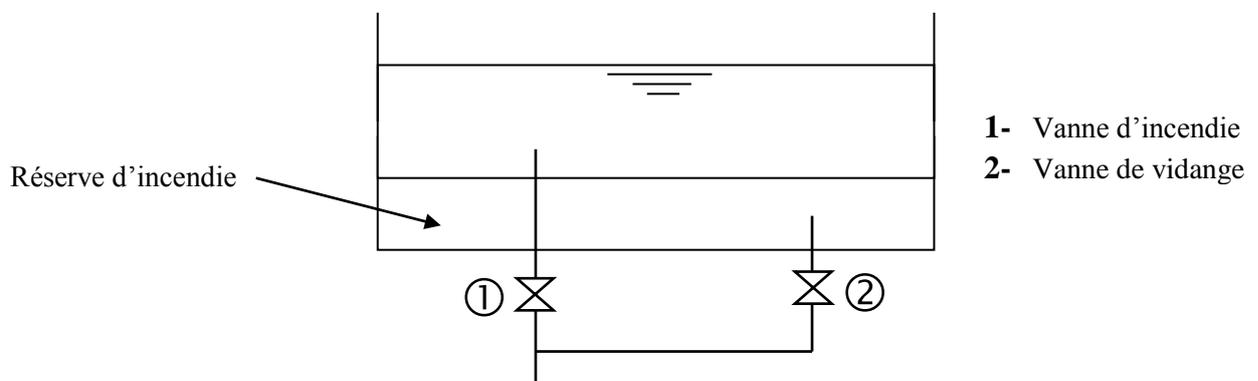


Figure (II.6) : Système de deux prises

Le dispositif le plus employé est celui en siphon figure (II-7) où en temps normal, la vanne 1 est ouverte et la vanne 2 est fermée, le siphon se désamorce grâce à l'évent exposé à l'air libre, ainsi lors de l'atteinte de la réserve d'incendie, il suffira d'ouvrir la vanne 2 [8].

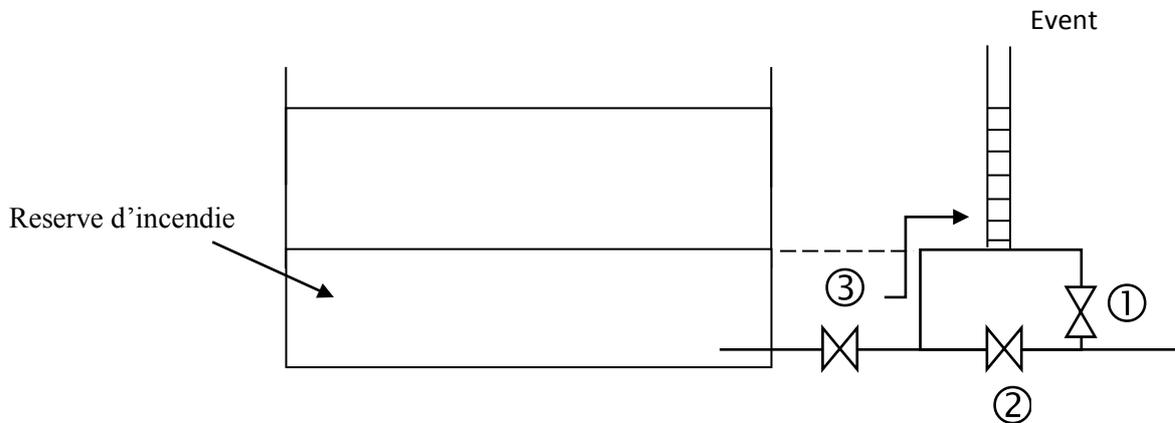


Figure (II.7) : Système à Siphon

II.7. Détermination de la capacité des réservoirs

Le volume maximal de stockage du réservoir à prévoir peut être déterminé par deux méthodes [9]:

- Méthode analytique.
- Méthode graphique.

II.7.1. Méthode analytique

Le régime de consommation de chaque localité ($K_{\max h}$) sera défini d'après les résultats expérimentaux présentés sous forme de tableau (voir annexe (1)) : Régime de consommation des agglomérations).

Le volume maximal de stockage du réservoir pour la consommation est déterminé par la formule suivante [8]:

$$V_{\max} = \frac{P\% \times Q_{\max j}}{100} \quad (\text{II.1})$$

Avec :

- V_{\max} : Volume maximal de stockage pour la consommation en m^3 ;
- $Q_{\max j}$: Consommation maximale journalière (m^3/j) ;
- $P\%$: Résidu maximal dans le réservoir en (%).

II.7.1.1. Détermination de la valeur de « P% »

- Connaissant la valeur de ($K_{\max-h}$), on répartit la consommation maximale journalière sur 24h ;
- On répartit ensuite, le débit de pompage qui se fait sur **20heures** tout au long de la journée.
- La différence entre l'apport et la distribution pour chaque heure de la journée, nous donne soit un surplus soit un déficit.
- On détermine le résidu dans le réservoir pour chaque heure, ce qui nous donnera la valeur maximal de P%, qui sera calculée par la formule suivante [8]:

$$P\% = |P_{\max}(\%)| + |P_{\min}(\%)| \quad (\text{II.2})$$

Avec :

P_{\max} : les résidus maximaux trouvés dans la journée.

P_{\min} : les résidus minimaux trouvés dans la journée.

II.7.2. Méthode graphique

Elle représente les courbes d'apport et de la consommation journalière. Le volume sera en valeur absolue, la somme des écarts des deux extrêmes par rapport à la courbe d'apport qui correspond à [8]:

$$V_{\max} = (|V_{\max+}| + |V_{\max-}|) \times Q_{\max j} / 100 \quad (\text{II.3})$$

II.7.3. Calcule du volume total du réservoir

$$V_T = V_{\max} + V_{inc} \quad (\text{II.4})$$

Avec:

V_{inc} : Volume d'incendie est égale à 120 m³.

II.8. Dimensionnement du réservoir R1

L'alimentation de ce réservoir est assurée par la station de reprise SR1 avec un débit de 8324,27 m³/j. Il assurera la distribution aux lotissements TOUARES I, TOUARES I & Densification, TOUARES III et TOUARES B, ainsi que la station de reprise SR2.

II.8.1. Détermination du régime de consommation

Le nombre d'habitants desservis à partir de ce réservoir est de 19 291.
D'après le *tableau (I.14)* on aura :

$$\frac{20\,000 - 19\,291}{1.2 - \beta_{\max.h}} = \frac{19\,291 - 10\,000}{\beta_{\max.h} - 1.3}$$

$$\beta_{\max.h} = 1,21$$

$$k_{\max.h} = 1,57 \quad \text{on prend la valeur standard} \quad k_{\max.h} = 1,5$$

Les valeurs du régime de consommation sont tirées de l'annexe (1)

II.8.2. Détermination de la capacité

Tableau (II.2): Capacité du réservoir R1

Heures	Apport		Consommation	Transit vers SR2	Sortie	Surplus	Déficit	Résidu
	SR1	R 5000						
	%	%						
0-1	3,11	1,57	0,76	2,04	2,81	1,88	-	1,88
1-2	3,11	1,57	0,76	2,04	2,81	1,88	-	3,76
3-3	3,11	1,57	0,76	2,04	2,81	1,88	-	5,63
5-4	3,11	1,57	0,76	2,04	2,81	1,88	-	7,51
4-5	3,11	1,57	1,27	2,04	3,32	1,37	-	8,88
5-6	3,11	1,57	1,78	2,04	3,83	0,86	-	9,74
6-7	3,11	1,57	2,29	2,04	4,34	0,35	-	10,09
7-8	3,11	1,57	2,80	2,04	4,85	-	-0,16	9,93
8-9	3,11	1,57	3,19	2,04	5,23	-	-0,54	9,39
9-10	3,11	1,57	3,19	2,04	5,23	-	-0,54	8,84
10-11	3,11	1,57	3,19	2,04	5,23	-	-0,54	8,30
11-12	3,11	1,57	3,19	2,04	5,23	-	-0,54	7,76
12-13	3,11	1,57	2,55	2,04	4,59	0,09	-	7,85
13-14	3,11	1,57	2,55	2,04	4,59	0,09	-	7,95
14-15	3,11	1,57	2,80	2,04	4,85	-	-0,16	7,78
15-16	3,11	1,57	3,06	2,04	5,10	-	-0,42	7,37
16-17	3,11	1,57	3,06	2,04	5,10	-	-0,42	6,95
17-18	-	1,57	2,80	2,04	4,85	-	-3,27	3,68
18-19	-	1,57	2,55	2,04	4,59	-	-3,02	0,66
19-20	-	1,57	2,29	2,04	4,34	-	-2,76	-2,11
20-21	-	1,57	2,04	2,04	4,08	-	-2,51	-4,62
21-22	3,11	1,57	1,53	2,04	3,57	1,11	-	-3,50
22-23	3,11	1,57	1,02	2,04	3,06	1,62	-	-1,88
23-24	3,11	1,57	0,76	2,04	2,81	1,88	-	0,00
Total	62,28	37,72	50,97	49,03	100,00	14,89	-14,89	-

D'après le tableau (II.2) et la formule (II.2) on aura:

$$P\% = 10,09 + 4,62 = 14,70\%$$

D'où

$$V_{max} = \frac{14,70 \times 8\,324,27}{100}$$

$$V_{max} = 1\,223,97 \text{ m}^3$$

$$V_t = 1\,223,97 + 120$$

$$V_t = 1\,343,97 \text{ m}^3$$

Le volume calculé est de 1 343,97 m³, il est à noter que 2 réservoirs de capacité de 1000 m³ chacun sont déjà existants. Ces deux derniers (2x1000) seront suffisants à l'horizon de l'étude.

II.9. Dimensionnement du réservoir R2

L'alimentation de ce réservoir est assurée par la station de reprise SR2 avec un débit de 4 081,59 m³/j. Il assurera la distribution aux lotissements TOUARES II et TOUARES EST.

II.9.1. Détermination du régime de consommation

Le nombre d'habitants desservis à partir de ce réservoir est de 18 398 hab.

D'après le tableau (I.14) on aura :

$$\frac{20\,000 - 18\,398}{1.2 - \beta_{\max.h}} = \frac{18\,398 - 10\,000}{\beta_{\max.h} - 1.3}$$

$$\beta_{\max.h} = 1,22$$

$$k_{\max.h} = 1,59$$

Les valeurs du régime de consommation sont tirées de l'annexe (1)

II.9.2. Détermination de la capacité

D'après le tableau (II.3) ci-après et la formule (II.2) on aura:

$$P\% = 18,5 + 8,5 = 27\%$$

D'où

$$V_{max} = \frac{27 \times 4\,081,59}{100}$$

$$V_{max} = 1\,102,03 \text{ m}^3$$

$$V_t = 1\,102,03 + 120$$

$$V_t = 1\,222,03 \text{ m}^3$$

Donc, le volume du réservoir R2 sera égal à : **1 300 m³**

Tableau (II.3): Capacité du réservoir R2

Heures	Apport		Consommation		Surplus	Déficit	Résidu
	%	M ³ /H	%	M ³ /H	%	%	%
0-1	5	204,08	1,5	61,22	3,5	-	3,5
1-2	5	204,08	1,5	61,22	3,5	-	7
3-3	5	204,08	1,5	61,22	3,5	-	10,5
5-4	5	204,08	1,5	61,22	3,5	-	14
4-5	5	204,08	2,5	102,04	2,5	-	16,5
5-6	5	204,08	3,5	142,86	1,5	-	18
6-7	5	204,08	4,5	183,67	0,5	-	18,5
7-8	5	204,08	5,5	224,49	-	-0,5	18
8-9	5	204,08	6,25	255,10	-	-1,25	16,75
9-10	5	204,08	6,25	255,10	-	-1,25	15,5
10-11	5	204,08	6,25	255,10	-	-1,25	14,25
11-12	5	204,08	6,25	255,10	-	-1,25	13
12-13	5	204,08	5	204,08	0	0	13
13-14	5	204,08	5	204,08	0	0	13
14-15	5	204,08	5,5	224,49	-	-0,5	12,5
15-16	5	204,08	6	244,90	-	-1	11,5
16-17	5	204,08	6	244,90	-	-1	10,5
17-18	-	-	5,5	224,49	-	-5,5	5
18-19	-	-	5	204,08	-	-5	0
19-20	-	-	4,5	183,67	-	-4,5	-4,5
20-21	-	-	4	163,26	-	-4	-8,5
21-22	5	204,08	3	122,45	2	-	-6,5
22-23	5	204,08	2	81,63	3	-	-3,5
23-24	5	204,08	1,5	61,22	3,5	-	0
Total	100	4081,59	100	4081,59	27	-27	-

II.9.3 Calcul du diamètre :

On fixe la hauteur du réservoir à 5 m.

$$D = \left(\frac{4 \times 1300}{\pi \times 5} \right)^{0.5} = 18,20 \text{ m}$$

$$D_{R2} = 18,20 \text{ m}$$

II.9.4. Calcul de la hauteur de la réserve incendie

$$H_{\text{inc}} = \frac{120 \times 4}{\pi \times 18.20^2} = \mathbf{0,46 \text{ m}}$$

$$H_{\text{inc R2}} = \mathbf{0,46 \text{ m}}$$

II.10. Dimensionnement du réservoir de la station de reprise SR1

II.10.1. Détermination de la capacité

Ce réservoir ne contient pas une conduite de distribution, et puisque le temps de pompage des stations de reprise et celui des forges sont les mêmes, la capacité de ce réservoir sera déterminée d'après le temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge, et pour que la pompe ne se désamorçe pas.

Le temps de stockage sera d'un quart d'heure.

$$V_{SR1} = \frac{5\,184 \times 0,25}{24}$$

$$V_{SR1} = 54 \text{ m}^3$$

On prend un volume standard de **50 m³**.

II.10.2. Calcul du diamètre

Pour une hauteur de **3 m**, le diamètre de la bête à eau sera :

$$D = \left[\frac{4 \times 50}{\pi \times 3} \right]^{0,5}$$

$$D = \mathbf{4,61 \text{ m}}$$

II.11. Dimensionnement du réservoir de la station de reprise SR2

La bête à eau de la station de reprise SR2 est alimentée gravitairement 24h/24 par les réservoirs jumelés 2x1000 (R1). A partir de cette station, le refoulement se fait pendant une durée de 20 heures, donc elle est considérée comme un réservoir régulation.

II.11.1. Détermination de la capacité

Tableau (II.4): Capacité de SR2

Heure	Apport		Pompage		Surplus	Déficit	Résidu
	%	M3/H	%	M3/H	%	%	%
0-1	4,17	170,07	5	204,08	-	-0,83	-0,83
1-2	4,17	170,07	5	204,08	-	-0,83	-1,67
3-3	4,17	170,07	5	204,08	-	-0,83	-2,50
5-4	4,17	170,07	5	204,08	-	-0,83	-3,33
4-5	4,17	170,07	5	204,08	-	-0,83	-4,17
5-6	4,17	170,07	5	204,08	-	-0,83	-5,00
6-7	4,17	170,07	5	204,08	-	-0,83	-5,83
7-8	4,17	170,07	5	204,08	-	-0,83	-6,67
8-9	4,17	170,07	5	204,08	-	-0,83	-7,50
9-10	4,17	170,07	5	204,08	-	-0,83	-8,33
10-11	4,17	170,07	5	204,08	-	-0,83	-9,17
11-12	4,17	170,07	5	204,08	-	-0,83	-10,00
12-13	4,17	170,07	5	204,08	-	-0,83	-10,83
13-14	4,17	170,07	5	204,08	-	-0,83	-11,67
14-15	4,17	170,07	5	204,08	-	-0,83	-12,50
15-16	4,17	170,07	5	204,08	-	-0,83	-13,33
16-17	4,17	170,07	5	204,08	-	-0,83	-14,17
17-18	4,17	170,07	-	-	4,17	-	-10,00
18-19	4,17	170,07	-	-	4,17	-	-5,83
19-20	4,17	170,07	-	-	4,17	-	-1,67
20-21	4,17	170,07	-	-	4,17	-	2,50
21-22	4,17	170,07	5	204,08	-	-0,83	1,67
22-23	4,17	170,07	5	204,08	-	-0,83	0,83
23-24	4,17	170,07	5	204,08	-	-0,83	0,00
Total	100,00	4081,59	100,00	4081,59	16,67	-16,67	

D'après le tableau (II-4) et la formule II-2 on aura:

$$P\% = 2,5 + 14,17 = 16,67\%$$

D'où

$$V_{max} = \frac{16,67 \times 4\,081,59}{100}$$

$$V_{max} = 680,4 \text{ m}^3$$

$$V_t = 680,4 \text{ m}^3$$

Donc, le volume normalisé du réservoir SR2 sera égal à : **700 m³**.

II.11.2. Calcul du diamètre

On fixe la hauteur de réservoir à 4 m.

$$D = \left(\frac{4 \times 700}{\pi \times 4} \right)^{0.5} = \mathbf{14,93 \text{ m}}$$

$$\mathbf{D_{R2} = 14,93 \text{ m}}$$

II.12. Conclusion

A travers ce chapitre, on a déterminé les capacités et dimensions des différents réservoirs pour garantir la desserte de la zone étudiée.

Les résultats sont résumés comme suit :

- Les réservoirs (2x1000 m³) seront suffisants.
- Le réservoir circulaire R2 de capacité de 1 300 m³.
- Le réservoir circulaire de la station de reprise SR1 de capacité de 100 m³.
- Le réservoir circulaire de la station de reprise SR2 de capacité de 700 m³.

Après avoir dimensionner les différents réservoirs, le dimensionnement des conduites d'adduction sera l'objet du chapitre suivant.

Chapitre III

Adduction

III.1. Introduction

L'une des parties les plus importantes dans l'alimentation en eau potable, est l'acheminement de l'eau de la source, ou du point de son prélèvement (forage, piquage sur une conduite,...etc.) vers des ouvrages de stockage avant sa mise en distribution. Un réseau d'adduction assurera convenablement son rôle avec un minimum de frais.

On distingue deux types d'adductions [8]:

- Adduction gravitaire ;
- Adduction par refoulement.

III.2. Choix du tracé

Le tracé de la conduite est choisi selon certains facteurs d'ordre techniques et économiques dont on peut citer [8]:

- Concevoir le profil le long des routes ou bien des pistes pour faciliter la pose des conduites et son exploitation (accès, détection des fuites, réparations) ;
- Avoir le profil le plus régulier et le plus court possible afin de réduire les frais d'investissement ;
- Prévoir des vannes de sectionnement pour les conduites de longueurs importantes en vue de faciliter les réparations éventuelles ;
- Eviter les contres pentes qui peuvent donner lieu, en exploitation à des cantonnements d'air plus au moins difficiles à évacuer.
- Concevoir un tracé en plan avec des coudes largement ouverts afin d'éviter les butés importantes. A cet effet le parcours emprunté ne suivra pas forcément les accotements de la route.

III.3. description du schéma d'adduction

La première partie de la chaîne d'adduction prend son départ en deux conduites à partir des deux forages (F3 et F4) situés au champ de captage de l'oued Bougdoura jusqu'au point de jonction C, le refoulement se poursuit vers la station de reprise SR1, qui à son tour, refoulera vers les réservoirs jumelés R1 (2x1000 m³).

Au niveau de R1, la première partie rejoint la deuxième qui se fait de manière gravitaire à partir du réservoir de 5000 m³. Le réservoir R1 assure la distribution vers les lotissements TOUARES I, III, B, I&Densification et l'alimentation de la station de reprise SR2 qui ensuite refoule vers le réservoir R2, ce dernier desserve les lotissements TOUARES II et EST.

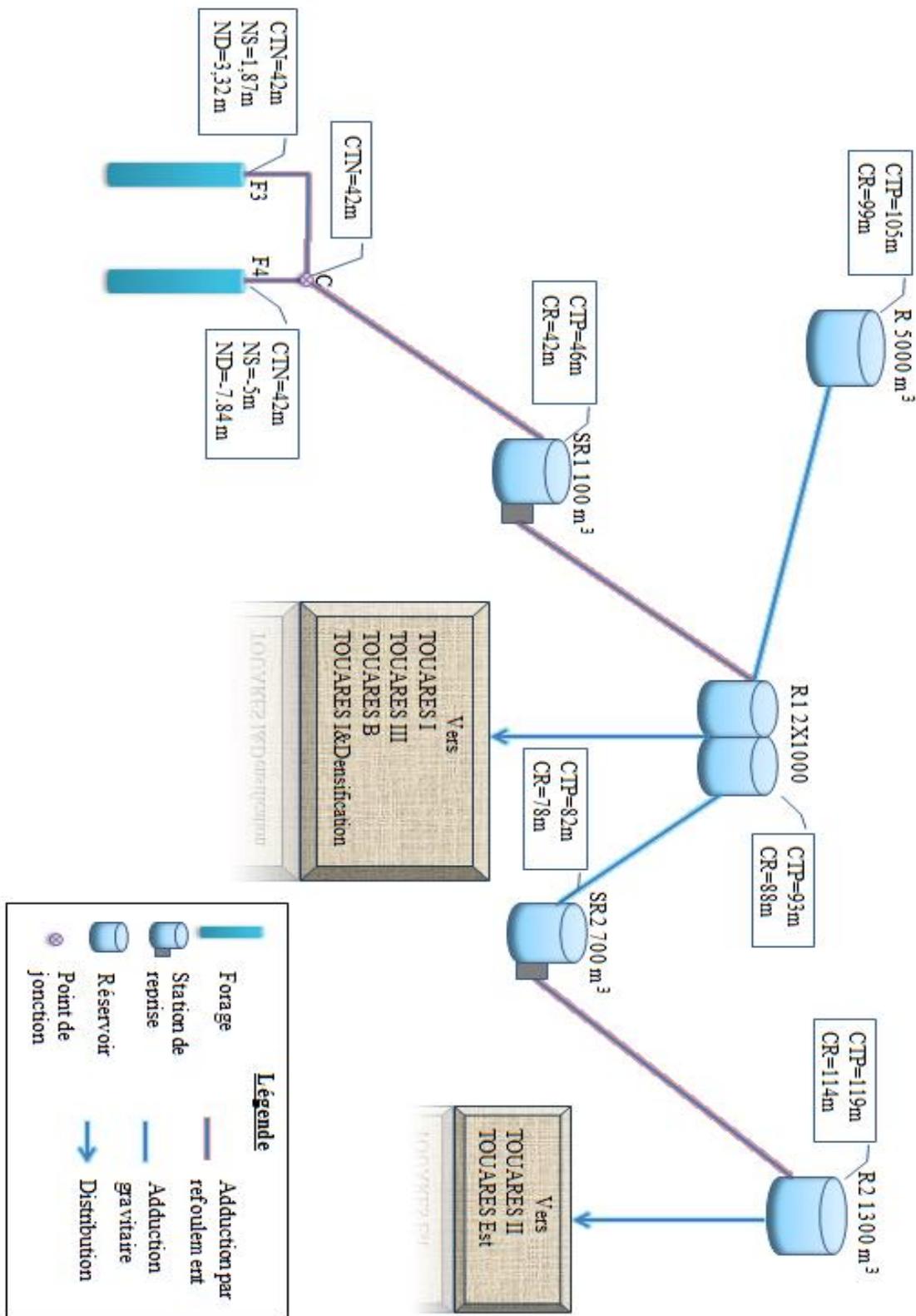


Figure (III.1) : Schéma d'adduction

III.4. Choix du type des conduites

Le choix est fondé sur des critères d'ordre technique et économique : le diamètre, la pression du service, la durée de vie, les conditions de poses et de transport, le prix et la disponibilité sur le marché. Pour ce projet, l'acier répond aux objectifs recherchés, notamment :

- Disponibilité sur le marché national ;
- Meilleures résistances aux contraintes (chocs, écrasement, déplacement du terrain) ;
- Commodité de pose pour leur flexibilité ;
- Longue durée de vie, à condition qu'elle soit protégée.

III.5. étude technico-économique

Le choix des diamètres des conduites d'adduction se fait en trouvant un bon compromis entre les frais de fonctionnement qui sont inversement proportionnels au diamètre, et les coûts d'investissement qui augmentent avec le diamètre. Le diamètre qui donne le prix de revient minimal de l'ensemble de l'installation en exploitation sera retenu.

III.5.1. Calcul du diamètre économique

pour le dimensionnement du diamètre de la conduite d'adduction, on utilise les formules suivantes :

- Formule de BONNIN [10]: $D_e = \sqrt{Q}$ (III.1)

- Formule de BRESS [11] : $D_e = 1,5 \times \sqrt{Q}$ (III.2)

Avec :

- Q : débit en m³/s ;
- D_e : diamètre de la conduite en m.

Le diamètre économique est compris entre ces deux valeurs. Sa valeur exacte est celle qui donnera un coût minimal avec une vitesse comprise entre 0,5 et 1,5 m/s.

III.5.2. Calcul de la vitesse

La vitesse d'écoulement se calcule avec la formule suivante :

$$V = \frac{4Q}{\pi \times D^2} \quad (\text{III.3})$$

Avec :

- V : vitesse d'écoulement en m/s.
- D : diamètre de la conduite en m.
- Q : débit en m³/s.

III.5.3. Calcul des pertes de charge

Les pertes de charge représentent une portion de l'énergie mécanique de l'eau qui se transforme en chaleur sous l'effet des frottements entre les particules de l'eau et les parois de la canalisation. Elles se présentent en deux formes :

- Les pertes de charges linéaires (H_L) ;
- Les pertes de charge singulières (H_S).

III.5.3.1. Calcul des pertes de charge linéaires

Elles sont déterminées par la formule de DARCY WEISBACH :

$$H_L = J \times L \quad (\text{III.4})$$

$$J = \frac{\lambda \times V^2}{2 \times g \times D} \quad (\text{III.5})$$

- **Calcul du coefficient de perte de charge λ :**

Pour déterminer le coefficient de perte de charge λ aux différents régimes, on peut appliquer les formules suivantes :

- Régime turbulent rugueux :

Formule de NIKURADZE :

$$\lambda = \left(1,14 - 0,86 \times Ln \frac{K}{D} \right)^{-2} \quad (\text{III.6})$$

- Régime transitoire :

Formule de COLEBROOK :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left[\frac{K}{3,71 \times D} + \frac{2,51}{Re \times \sqrt{\lambda}} \right] \quad (\text{III.7})$$

Avec :

- L : longueur de la conduite en m ;
- J : perte de charge par unité de longueur en m/ml ;
- g : accélération de la pesanteur égal à $9,81 \text{ m/s}^2$;
- D : diamètre de la conduite en m ;
- V : vitesse d'écoulement en m/s ;
- λ : coefficient de perte de charge de DARCY ;
- K : rugosité absolue de la paroi interne de la conduite en m.

$$K = K_0 + \alpha T \quad (\text{III.8})$$

Avec :

- K_0 : Rugosité absolue des tuyaux neufs (pour l'acier $K_0 = 0.1\text{mm}$) (BONNIN);
- α : coefficient de vieillissement déterminé à partir de l'abaque de PETER LAMONT qui correspond à la zone de faible agressivité (voir annexe (2)).
- T : temps de service du réseau.

Dans notre cas :

$T = 30$ ans.

$\alpha = 0,037$ mm/an.

$K = 0,1 + 0,037 \cdot 30$

$K = 1,21$

- Re : nombre de REYNOLDS, donné par la formule suivante :

$$Re = \frac{V \times D}{\nu} \quad (\text{III.9})$$

Avec :

- ν : viscosité cinématique de l'eau calculée par la formule de STOCKS :

$$\nu = \frac{0,00178}{1 + 0,00337t + 0,000221t^2} \quad (\text{III.10})$$

t : température de l'eau °C.

à 10°C : $\nu = 1,31 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$;

à 20°C : $\nu = 1,00 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$;

à 30°C : $\nu = 0,08 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$.

III.5.3.2. Calcul des pertes de charge singulières

Les pertes de charge singulières apparaissent au niveau des singularités (coudes, vannes, clapets,...etc.). Elles sont estimées entre 10 et 20% des pertes de charge linéaires, cela dépend du type des conduites, leurs longueurs, type de raccordement...etc.

$$H_S = 0,15 H_L \quad (\text{III.11})$$

III.5.3.3. Calcul des pertes de charge totales

Elles représentent la somme des pertes de charge linéaires et singulières :

$$H_T = H_L + H_S \quad (\text{III.12})$$

III.5.4. Détermination de la hauteur manométrique totale (Hmt)

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.

$$H_{mt} = H_g + H_T \quad (\text{III.13})$$

III.5.5. Détermination de la puissance absorbée par la pompe

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

$$P_a = \frac{g \times H_{mt} \times Q}{\eta} \quad (\text{III.14})$$

Avec :

- P_a : puissance absorbée en Kw ;
- η : rendement de la pompe en % ; on prend 70%.

III.5.6. Détermination de l'énergie consommée par la pompe

Pour une année, elle est donné par :

$$E = P_a \times T' \times 365 \quad (\text{III.15})$$

Avec :

- T' : nombre d'heures de pompage dans la journée, (dans notre cas $T'=20$ heures).

III.5.7. Détermination des frais d'exploitation

$$F_{exp} = E \times e' \quad (\text{III.16})$$

Avec :

- F_{exp} : frais d'exploitation en DA ;
- E : énergie consommé par la pompe Kwh ;
- e' : prix unitaire du Kwh fixé par la Sonelgaz (4,67 DA)

III.5.7. Détermination des frais d'amortissement

$$F_{am} = P_u \times L \times A \quad (\text{III.17})$$

Avec :

- F_{am} : frais d'amortissement en DA ;
- P_u : prix unitaire de la conduite DA/ml ;
- L : longueur de la conduite en m ;
- A : annuité.

$$A = \frac{i}{(1+i)^{n'} - 1} \quad (\text{III.18})$$

Avec :

- i : taux d'annuité (8%) ;
- n' : nombre d'années sur lesquelles s'effectuera l'amortissement (30 ans)

d'où : **A = 0,08883**

III.5.8. calcul du bilan total des frais

Le bilan total est la somme des frais d'exploitation et d'amortissement. Il sera calculé comme suit :

$$B_T = F_{exp} + F_{am} \quad (III.19)$$

Avec :

- B_T : bilan total en DA.

III.5.9. Prix de revient des conduites

Ils sont récapitulés dans le tableau ci-dessus :

Tableau (III.1) : Prix de revient des conduites en acier

DIAMETRE DES CONDUITES (mm)	PRIX DE REVIENT (DA/ml)
60	823,54
80	1098,048
100	2342,87
150	4515,86
200	5159,21
250	5845,49
300	6683,43
350	7013,78
400	8145,38
450	9450,21
500	10012,57

III.6. Dimensionnement du réseau d'adduction

La conduite d'adduction, ainsi que les différents équipements, seront dimensionnés en fonction des consommations maximales journalières en situation futur (horizon 2045).

III.6.1. Adduction par refoulement

III.6.1.1. Tronçon F3 - C

Caractéristiques de tronçon:

- Débit refoulé : $Q = 172,8 \text{ m}^3/\text{h}$
- Longueur de la conduite : $L = 291 \text{ m}$
- Cote du point de jonction : $CPJ = 42 \text{ m}$
- Cote terrain naturel : $CTN = 42 \text{ m}$
- Niveau dynamique : $ND = 3,32 \text{ m}$
- Hauteur géométrique : $Hg = 3,32 \text{ m}$

✚ **Calcul du diamètre :**

- Formule de BONNIN : $D = \sqrt{Q} = 0,219 \text{ m}$
- Formule de BRESS : $D = 1.5\sqrt{Q} = 0,329 \text{ m}$

Le calcul des différents paramètres du tronçon forage F3-C pour la détermination du bilan économique ainsi que le diamètre économique sont représentés dans les tableaux (III.2), (III.3), (III.4) et (III.5) ci-après :

Tableau (III.2) : Calcul de Hmt pour les différents diamètres

D (m)	V (m/s)	Re	λ	HL (m)	Hs (m)	HT (m)	Hmt (m)
0,2	1,53	305732,48	0,03	5,65	0,85	6,49	9,81
0,25	0,98	244585,99	0,03	1,73	0,26	1,99	5,31
0,3	0,68	203821,66	0,03	0,66	0,10	0,76	4,08
0,35	0,50	174704,28	0,03	0,29	0,04	0,33	3,65

Tableau (III.3) : Calcul des frais d'exploitation

D (m)	Pa (KW)	E (KWH)	e' (DA/KWh)	Fexp (DA)
0,2	6,60	48192,05	4,67	225056,88
0,25	3,57	26064,55	4,67	121721,43
0,3	2,74	20019,94	4,67	93493,12
0,35	2,46	17947,92	4,67	83816,78

Tableau (III.4) : Calcul des frais d'amortissement

D (m)	Pu (DA)	L (m)	Fam (DA)
0,2	5 845,49	265,00	15 015,80
0,25	6 683,43	265,00	17 168,28
0,3	7 013,78	265,00	18 016,88
0,35	8 145,38	265,00	20 923,71

Tableau (III.5) : Bilan des frais

D (m)	V (m/s)	Fexp (DA)	Fam (DA)	Bilan
0,2	1,529	225 056,88	15 015,80	240 072,68
0,25	0,978	121 721,43	17 168,28	138 889,71
0,3	0,679	93 493,12	18 016,88	111 510,00
0,35	0,499	83 816,78	20 923,71	104 740,50

D'après les résultats obtenus, le diamètre économique est celui de **300 mm** avec une vitesse de **0,68 m/s**.

III.6.1.2. Tronçon F4 - C**✚ Caractéristiques de tronçon:**

Débit refoulé : $Q = 86,4 \text{ m}^3/\text{h}$
 Longueur de la conduite : $L = 31,2 \text{ m}$
 Cote du point de jonction : $CPJ = 42 \text{ m}$
 Cote terrain naturel : $CTN = 42 \text{ m}$
 Niveau dynamique : $ND = 7,84 \text{ m}$
 Hauteur géométrique : $H_g = 7,84 \text{ m}$

✚ Calcul du diamètre :

- Formule de BONNIN : $D = \sqrt{Q} = 0,155 \text{ m}$
- Formule de BRESS : $D = 1,5\sqrt{Q} = 0,232 \text{ m}$

Le calcul des différents paramètres du tronçon forage F4-C pour la détermination du bilan économique ainsi que le diamètre économique sont représentés dans les tableaux (III.6), (III.7), (III.8) et (III.9) ci-après :

Tableau (III.6) : Calcul de Hmt pour les différents diamètres

D (m)	V (m/s)	Re	λ	HL (m)	Hs (m)	HT (m)	Hmt (m)
0,15	1,36	203821,66	0,03	0,70	0,10	0,80	8,64
0,2	0,76	152866,24	0,03	0,15	0,02	0,17	8,01
0,25	0,49	122292,99	0,03	0,05	0,01	0,05	7,89

Tableau (III.7) : Calcul des frais d'exploitation

D (m)	Pa (KW)	E (KWH)	e'(DA/KWh)	Fexp (DA)
0,15	2,91	21222,85	4,67	99110,72
0,2	2,70	19676,95	4,67	91891,36
0,25	2,65	19380,40	4,67	90506,45

Tableau (III.8) : Calcul des frais d'amortissement

D (m)	Pu (DA)	L (m)	Fam (DA)
0,15	5 845,49	14,20	1609,941016
0,2	6 683,43	14,20	1840,723033
0,25	7 013,78	14,20	1931,706683

Tableau (III.9) : Bilan des frais

D (m)	V (m/s)	F _{exp} (DA)	F _{am} (DA)	Bilan
0,15	1,359	99110,72	1 609,94	100 720,66
0,2	0,764	91891,36	1 840,72	93 732,08
0,25	0,489	90506,45	1 931,71	92 438,16

D'après les résultats obtenus, le diamètre économique est celui de **200 mm** avec une vitesse de **0,76 m/s**.

III.6.1.3 Tronçon C-SR1

✚ Caractéristiques de tronçon:

Débit refoulé : $Q = 259,2 \text{ m}^3/\text{h}$
 Longueur de la conduite : $L = 232 \text{ m}$
 Cote du trop plein : $CTP = 46 \text{ m}$
 Cote du point de jonction : $CPJ = 42 \text{ m}$
 Hauteur géométrique : $H_g = 4 \text{ m}$

✚ Calcul du diamètre :

- Formule de BONNIN : $D = \sqrt{Q} = 0,268 \text{ m}$
- Formule de BRESS : $D = 1,5\sqrt{Q} = 0,402 \text{ m}$

Le calcul des différents paramètres du tronçon C-SR1 pour la détermination du bilan économique ainsi que le diamètre économique sont représentés dans les tableaux (III.10), (III.11), (III.12) et (III.13) ci-après :

Tableau (III.10) : Calcul de Hmt pour les différents diamètres

D (m)	V (m/s)	Re	λ	HL (m)	Hs (m)	HT (m)	Hmt (m)
0,25	1,47	366878,98	0,03	3,10	0,47	3,57	7,57
0,3	1,02	305732,48	0,03	1,18	0,18	1,36	5,36
0,35	0,75	262056,41	0,03	0,52	0,08	0,60	4,60
0,4	0,57	229299,36	0,03	0,26	0,04	0,30	4,30

Tableau (III.11) : Calcul des frais d'exploitation

D (m)	Pa (KW)	E (KWH)	e' (DA/KWh)	F _{exp} (DA)
0,25	7,63	55728,67	4,67	260 252,88
0,3	5,41	39464,32	4,67	184 298,36
0,35	4,64	33889,09	4,67	158 262,03
0,4	4,34	31649,32	4,67	147 802,32

Tableau (III.12) : Calcul des frais d'amortissement

D (m)	Pu (DA)	L (m)	Fam (DA)
0,25	5 845,49	232,00	11 971,36
0,3	6 683,43	232,00	13 687,43
0,35	7 013,78	232,00	14 363,97
0,4	8 145,38	232,00	16 681,45

Tableau (III.13) : Bilan des frais

D (m)	V (m/s)	Fexp (DA)	Fam (DA)	Bilan
0,25	1,468	260 252,88	11 971,36	272 224,24
0,30	1,02	184 298,36	13 687,43	197 985,79
0,35	0,749	158 262,03	14 363,97	172 626,00
0,4	0,573	147 802,32	16 681,45	164 483,77

D'après les résultats obtenus, le diamètre économique est celui de **400 mm** avec une vitesse de **0,57 m/s**.

III.6.1.4. Tronçon SR1-R1

✚ Caractéristiques de tronçon:

Débit refoulé : $Q = 259,2 \text{ m}^3/\text{h}$
 Longueur de la conduite : $L = 681 \text{ m}$
 Cote du trop plein : $CTP = 93 \text{ m}$
 Cote radier : $CR = 42 \text{ m}$
 Hauteur géométrique : $H_g = 51 \text{ m}$

✚ Calcul du diamètre :

- Formule de BONNIN : $D = \sqrt{Q} = 0,268 \text{ m}$
- Formule de BRESS : $D = 1.5\sqrt{Q} = 0,402 \text{ m}$

Le calcul des différents paramètres du tronçon SR1-R1 pour la détermination du bilan économique ainsi que le diamètre économique sont représentés dans les tableaux (III.14), (III.15), (III.16) et (III.17) ci-après :

Tableau (III.14) : Calcul de Hmt pour les différents diamètres

D (m)	V (m/s)	Re	λ	HL (m)	Hs (m)	HT (m)	Hmt (m)
0,25	1,47	366878,98	0,03	9,10	1,37	10,47	61,47
0,3	1,02	305732,48	0,03	3,47	0,52	3,99	54,99
0,35	0,75	262056,41	0,03	1,53	0,23	1,76	52,76
0,4	0,57	229299,36	0,03	0,76	0,11	0,87	51,87

Tableau (III.15) : Calcul des frais d'exploitation

D (m)	Pa (KW)	E (KWH)	e' (DA/KWh)	Fexp (DA)
0,25	62,02	452758,27	4,67	2 114 381,11
0,3	55,48	405016,79	4,67	1 891 428,40
0,35	53,24	388651,56	4,67	1 815 002,80
0,4	52,34	382077,08	4,67	1 784 299,95

Tableau (III.16) : Calcul des frais d'amortissement

D (m)	Pu (DA)	L (m)	Fam (DA)
0,25	5 845,49	681,00	35 140,06
0,3	6 683,43	681,00	40 177,32
0,35	7 013,78	681,00	42 163,21
0,4	8 145,38	681,00	48 965,81

Tableau (III.17) : Bilan des frais.

D (m)	V (m/s)	Fexp (DA)	Fam (DA)	Bilan
0,25	1,47	2 114 381,11	35 140,06	2 149 521,17
0,30	1,02	1 891 428,40	40 177,32	1 931 605,72
0,35	0,75	1 815 002,80	42 163,21	1 857 166,02
0,4	0,57	1 784 299,95	48 965,81	1 833 265,75

D'après les résultats obtenus, le diamètre économique est celui de **400 mm** avec une vitesse de **0,57 m/s**.

III.6.1.5. Tronçon SR2-R2

✚ Caractéristiques de tronçon:

Débit refoulé : $Q = 204,08 \text{ m}^3/\text{h}$
 Longueur de la conduite : $L = 505 \text{ m}$
 Cote du trop plein : $CTP = 119 \text{ m}$
 Cote radier : $CR = 78 \text{ m}$
 Hauteur géométrique : $Hg = 41 \text{ m}$

✚ Calcul du diamètre :

- Formule de BONNIN : $D = \sqrt{Q} = 0,239 \text{ m}$
- Formule de BRESS : $D = 1.5\sqrt{Q} = 0,358 \text{ m}$

Le calcul des différents paramètres du tronçon SR2-R2 pour la détermination du bilan économique ainsi que le diamètre économique sont représentés dans les tableaux (III.18), (III.19), (III.20) et (III.21) ci-après :

Tableau (III.18) : Calcul de Hmt pour les différents diamètres

D (m)	V (m/s)	Re	Λ	HL (m)	Hs (m)	HT (m)	Hmt (m)
0,2	1,82	363057,32	0,03	13,82	2,07	15,89	56,89
0,25	1,16	290445,86	0,03	4,23	0,63	4,86	45,86
0,3	0,81	242038,22	0,03	1,61	0,24	1,85	42,85
0,35	0,59	207461,33	0,03	0,71	0,11	0,82	41,82

Tableau (III.19) : Calcul des frais d'exploitation

D (m)	Pa (KW)	E (KWH)	e' (DA/KWh)	Fexp (DA)
0,2	45,45	331754,86	4,67	1 549 295,21
0,25	36,64	267451,79	4,67	1 248 999,86
0,3	34,23	249886,02	4,67	1 166 967,71
0,35	33,41	243864,68	4,67	1 138 848,04

Tableau (III.20) : Calcul des frais d'amortissement

D (m)	Pu (DA)	L (m)	Fam (DA)
0,2	5 845,49	505,00	26 058,34
0,25	6 683,43	505,00	29 793,75
0,3	7 013,78	505,00	31 266,41
0,35	8 145,38	505,00	36 310,91

Tableau (III.21) : Bilan des frais

D (m)	V (m/s)	Fexp (DA)	Fam (DA)	Bilan
0,2	1,815	1 549 295,21	26 058,34	1 575 353,55
0,25	1,16	1 248 999,86	29 793,75	1 278 793,62
0,3	0,807	1 166 967,71	31 266,41	1 198 234,12
0,35	0,593	1 138 848,04	36 310,91	1 175 158,96

D'après les résultats obtenus, le diamètre économique est celui de **350 mm** avec une vitesse de **0,59 m/s**.

III.6.2. Adduction gravitaire

III.6.2.1. Tronçon R5000-R1

Caractéristiques de tronçon:

Débit refoulé : $Q = 130,85 \text{ m}^3/\text{h}$
 Longueur de la conduite : $L = 134 \text{ m}$
 Cote du trop plein : $CTP = 93 \text{ m}$
 Cote radier : $CR = 99 \text{ m}$
 Charge disponible : $H_g = 6 \text{ m}$

✚ **Calcul du diamètre :**

- Formule de BONNIN : $D = \sqrt{Q} = 0,190 \text{ m}$
- Formule de BRESS : $D = 1.5\sqrt{Q} = 0,285 \text{ m}$

Le calcul des différents paramètres du tronçon R5000-R1 pour la détermination du diamètre économique est représenté dans le tableau (III.22) ci-après :

Tableau (III.22) : Calcul de la hauteur d'arrivée Har

D (m)	V (m/s)	Re	λ	HL (m)	Hs (m)	HT (m)	H ar (m)
0,2	1,15	229299,36	0,03	1,46	0,22	1,68	4,32
0,25	0,73	183439,49	0,03	0,45	0,07	0,51	5,49
0,3	0,51	152866,24	0,03	0,17	0,03	0,20	5,80

D'après les résultats obtenus, le diamètre économique est celui de **200 mm** avec une vitesse de **1,15 m/s** et une hauteur d'arrivée de **4,32 m**.

III.6.2.2. Tronçon R1-SR2

✚ **Caractéristiques de tronçon:**

Débit refoulé : $Q = 170,07 \text{ m}^3/\text{h}$
 Longueur de la conduite : $L = 1984 \text{ m}$
 Cote du trop plein : $CTP = 82 \text{ m}$
 Cote radier : $CR = 88 \text{ m}$
 Charge disponible : $H_g = 6 \text{ m}$

✚ **Calcul du diamètre :**

- Formule de BONNIN : $D = \sqrt{Q} = 0,217 \text{ m}$
- Formule de BRESS : $D = 1.5\sqrt{Q} = 0,325 \text{ m}$

Le calcul des différents paramètres du tronçon R1-SR2 pour la détermination du diamètre économique est représenté dans le tableau (III.23) ci-après :

Tableau (III.23) : Calcul de la hauteur d'arrivée Har

D (m)	V (m/s)	Re	λ	HL (m)	Hs (m)	HT (m)	H ar (m)
0,2	1,50	299363,06	0,03	36,91	5,54	42,45	-36,45
0,25	0,96	239490,45	0,03	11,30	1,69	12,99	-6,99
0,3	0,67	199575,37	0,03	4,30	0,65	4,95	1,05
0,35	0,49	171064,60	0,03	1,90	0,29	2,19	8,19

D'après les résultats obtenus, le diamètre économique est celui de **300 mm** avec une vitesse de **0,67 m/s** et une hauteur d'arrivée de **1,05 m**.

III.6.3. Récapitulatif des résultats

Tableau (III.24) : récapitulatif des résultats obtenus

	Tronçon	Longueur (m)	Débit (m ³ /h)	Diamètre (mm)	Vitesse (m/s)
Adduction par refoulement	F3-C	291	172,8	300	0,68
	F4-C	31,2	86,4	200	0,76
	C-SR1	232	259,2	400	0,57
	SR1-R1	681	259,2	400	0,57
	SR2-R2	505	204,08	350	0,59
Adduction gravitaire	R5000-R1	134	130,85	200	1,15
	R1-SR2	1984	170,07	300	0,67

III.7. Conclusion

L'étude technico- économique des diamètres nous a permis de choisir celui qui convient le mieux pour chaque tronçon, permettant ainsi d'acheminer l'eau avec le moindre coût jusqu'aux réservoirs de stockage en passant par les stations de reprise.

Les résultats obtenus dans ce chapitre constitueront une base de calcul pour le chapitre suivant qui sera consacré aux pompes.

Chapitre IV

Pompes

IV.1. Introduction

La topographie de la région étudiée et la position de la source d'alimentation peuvent ne pas permettre à l'eau de s'écouler par gravité. Pour cela, il est nécessaire d'installer des pompes et construire des stations de reprise le long de la chaîne d'adduction pour refouler l'eau jusqu'au réservoir de distribution.

Ce chapitre a pour but l'étude et le choix des pompes adaptées aux exigences du projet et qui permettront d'assurer les débits appelés et les hauteurs manométriques totales au niveau des points de pompage.

IV.2. Choix du type de la pompe

Le choix du type de la pompe se base sur plusieurs critères à savoir [12]:

- Assurer le débit appelé et la hauteur manométrique totale ;
- Avoir un bon rendement et une puissance absorbée minimale ;
- Vérifier la condition de non cavitation ;
- Avoir la vitesse de rotation la plus élevée ;
- Réduire l'encombrement de façon à répondre à la construction économique.

Pour les deux stations de reprise, le choix se portera sur les pompes centrifuge à axe horizontal, tandis que pour les forages un groupe électropompe immergé sera adopté vu les avantages qu'il présente à savoir [12]:

- Fiabilité ;
- Amorçage automatique ;
- Rendement élevé ;
- Entretien presque nul.

IV.3. Couplage des pompes

Dans certains cas, la hauteur manométrique totale et le débit appelé ne sont pas satisfaits par une seule pompe. On est amené alors à utiliser un couplage de pompes. Les pompes peuvent être couplées en parallèle ou en série [12].

IV.3.1. Couplage en parallèle

Ce montage est rencontré lorsque l'on désire, pour une même hauteur de refoulement, augmenter le débit, dans ce cas on a :

- Chaque conduite de refoulement aboutit à un collecteur commun ;
- Le débit du collecteur commun sera composé de la somme des débits de chaque pompe.

IV.3.2. Couplage en série

Ce montage est utilisé pour refouler un débit sensiblement constant à une hauteur importante, dans ce cas :

- Le refoulement de la première pompe débouche dans l'aspiration de la seconde ;
- Le même débit traverse chaque pompe et les hauteurs d'élévation produites par chaque une s'ajoutent.

IV.4. Courbes caractéristiques des pompes

Les performances des pompes peuvent être représentées principalement par trois courbes qui sont [12]:

IV.4.1. La courbe hauteur-débit « $H_p=f(Q)$ »

Elle représente les hauteurs manométriques totales fournies par la pompe en fonction du débit refoulé.

IV.4.2. La courbe rendement-débit « $\eta=f(Q)$ »

Cette courbe représente les valeurs du rendement de la pompe en fonction du débit refoulé.

IV.4.3. La courbe de la puissance absorbée « $P=f(Q)$ »

Elle représente la variation de la puissance absorbée en fonction du débit refoulé par la pompe.

Les différentes courbes définies ci-dessus sont représentées dans la figure (IV.1) :

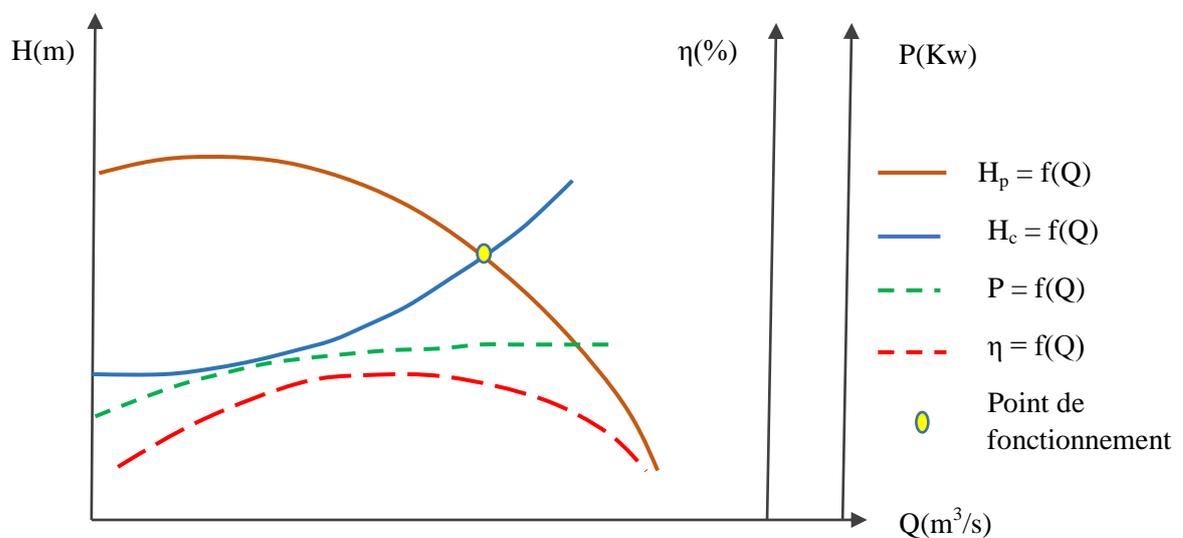


Figure (IV.1) : Courbes caractéristiques des pompes et des conduites

IV.5. Courbe caractéristique de la conduite

La courbe caractéristique de la conduite est la représentation graphique de la variation des pertes de charge totales qu'elle engendre en fonction du débit véhiculé, voir figure (IV.1), c'est une parabole dont la fonction est la suivante :

$$H_c = RQ^2 + H_g \quad (\text{IV.1})$$

Avec :

H_c : perte de charge totale (m) ;

H_g : hauteur géométrique (m) ;

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

R : résistance de la conduite déterminé en remplaçant dans l'équation (IV.1) H_c et Q respectivement par la Hmt et le débit du point de fonctionnement déjà déterminé.

IV.6. Le point de fonctionnement

Le point de fonctionnement d'une pompe est défini comme étant le point d'intersection des courbes caractéristiques de la pompe « $H = f(Q)$ » et celle de la conduite de refoulement « $H_c = f(Q)$ », voir figure (IV.1).

Lorsque le point de fonctionnement désiré coïncide avec celui de la pompe, dans ce cas, la pompe fonctionne dans les conditions optimales d'utilisation (rendement maximal de la pompe), sinon, on sera dans l'obligation de porter des modifications sur les caractéristiques de la pompe ou de la conduite de refoulement.

A cet effet, on procédera à une comparaison entre plusieurs solutions, à savoir [12]:

- Réduction ou augmentation du temps de pompage ;
- Le vannage ;
- Le rognage ;
- Variation de la vitesse de rotation de la pompe.

IV.6.1. Réduction ou augmentation du temps de pompage

Dans le cas où le pompage s'effectuerait dans un réservoir. Le nouveau temps de fonctionnement de la station est tel que [12]:

$$T' = \frac{Q_{ap}}{Q_{pf}} \times T \quad (\text{IV.2})$$

Avec :

T : temps prévu de fonctionnement de la station de pompage par jour (h) ;

T' : nouveau temps de fonctionnement de la station de pompage par jour (h) ;

Q_{ap} : débit appelé correspondant au temps de fonctionnement T ;

Q_{pf} : débit correspondant au point de fonctionnement de la pompe (m^3/h).

La puissance absorbée par la pompe sera :

$$P_a = \frac{g \times Q_{pf} \times H}{\eta} \quad (\text{IV.3})$$

Où η est le rendement correspondant au point P (Q_{pf} , H).

IV.6.2. Le vannage (étouffement)

Il consiste à créer des pertes de charges supplémentaires afin d'obtenir la hauteur correspondante au point de fonctionnement de la pompe.

La puissance absorbée sera [12]:

$$P_a = \frac{g \times Q \times H'}{\eta} \quad (\text{IV.4})$$

Où :

$$H' = H_1 + h \quad (\text{IV-5})$$

Avec :

h : perte de charge engendrée par la vanne (m) ;

H' : la perte de charge totale de la conduite après vannage (m) ;

η : rendement (%).

IV.6.3. Rognage de la roue

Le rognage d'une pompe est le changement du diamètre extérieur de sa roue en gardant la même vitesse de rotation N. Ce changement est déterminé à partir des lois de similitude ci-dessous [12]:

$$\frac{H}{H'} = \left(\frac{D}{D'}\right)^2 \quad (\text{IV.6})$$

$$\frac{Q}{Q'} = \left(\frac{D}{D'}\right)^2 \quad (\text{IV.7})$$

Le point P (Q, H) est le point désiré et le point P' (Q', H') qui est l'intersection de la courbe iso-rendement et la courbe caractéristique de la pompe, c'est le point homologue du point P.

On aura alors :

$$m = \left(\frac{Q}{Q'}\right)^{\frac{1}{2}} = \left(\frac{H}{H'}\right)^{\frac{1}{2}} \quad (\text{IV.8})$$

Avec :

m : coefficient de rognage.

Le pourcentage de rognage r sera :

$$r = 1 - m \text{ (\%)} \quad (\text{IV.9})$$

La puissance absorbée par la pompe est :

$$P_a = \frac{g \times Q \times H}{\eta} \text{ (Kw)} \quad (\text{IV.10})$$

IV.6.4. La variation de la vitesse de rotation

Dans ce cas, on fait varier la vitesse de rotation, variant ainsi la puissance absorbée, le débit et la hauteur d'élévation. La nouvelle vitesse de rotation N' est déterminée à partir des lois de similitude ci-après [12]:

$$\frac{H}{H'} = \left(\frac{N}{N'} \right)^2 \quad (\text{IV.11})$$

$$\frac{Q}{Q'} = \frac{N}{N'} \quad (\text{IV.12})$$

Le point P (Q, H) est le point désiré et le point P' (Q', H') qui est l'intersection de la courbe iso-rendement et la courbe caractéristique de la pompe, c'est le point homologue du point P.

On aura :

$$N' = N \times \frac{Q}{Q'} \text{ (tr/min)} \quad (\text{IV.13})$$

Et la puissance absorbée sera donc :

$$P_a = \frac{g \times Q \times H}{\eta} \text{ (Kw)} \quad (\text{IV.14})$$

IV.7 Le phénomène de cavitation

IV.7.1 La cavitation dans les pompes

Le phénomène de cavitation apparaît dans l'écoulement d'un liquide lorsqu'en un point quelconque de celui-ci la pression absolue devient égale à la pression de vapeur saturante pour la température du liquide transporté. Il se produit en ce point une bulle, cavité remplie de vapeur du liquide. Ces cavités remplies de vapeur du liquide s'écrasent dans les zones où elles rencontrent des pressions absolues plus élevées produisant ainsi des bruits et des vibrations diverses [13].

Dans les pompes centrifuges monocellulaires les plus basses pressions s'observent sur la face arrière des aubes de la roue (extrados). Dans les pompes centrifuges multicellulaires c'est toujours au niveau de la première roue que se manifeste le phénomène de cavitation [13].

IV.7.1. Notion du NPSH

Afin d'éviter le phénomène de cavitation, la charge minimale disponible à l'aspiration $(NPSH)_d$ fixé par l'utilisateur doit être supérieure à la charge minimale requise à l'aspiration $(NPSH)_r$ donnée par le constructeur sous forme de courbe « $(NPSH)_r = f(Q)$ » [13].

Soit donc la condition de non cavitation :

$$(NPSH)_d > (NPSH)_r \quad (IV.15)$$

- Pour une alimentation en charge :

$$(NPSH)_d = \frac{P_0}{\rho \times g} + H_a - (J_a + T_v) \quad (IV.16)$$

- Pour une alimentation en dépression :

$$(NPSH)_d = \frac{P_0}{\rho \times g} - H_a - (J_a + T_v) \quad (IV.17)$$

Où :

$$\frac{P_0}{\rho \times g} = P_{atm} - 0,0012 \times Z \quad (IV.18)$$

Avec :

H_a : hauteur géométrique d'aspiration (m) ;

J_a : pertes de charge à l'aspiration (m) ;

$\frac{P_0}{\rho \times g}$: pression en (m.c.e) du plan d'eau d'aspiration ;

T_v : pression de vapeur maximale que l'air peut supporter à une température donnée ;

Z : cote du plan d'aspiration par rapport au niveau de la mer.

Tableau (IV-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	0,0125	0,24	0,43	0,75	1,26	2,03	4,10	4,80	10,33

IV.8. Choix des pompes du projet

Pour pouvoir sélectionner les pompes adéquates pour les forages et les deux stations de reprise, le choix sera effectué à l'aide du logiciel KSB. La pompe retenue dans chaque cas sera celle qui donne les meilleures caractéristiques.

IV.8.1. La pompe du forage F3

IV.8.1.1. sélection de la pompe

- **Données :**

Débit : 172,8 m³/h ;

Hmt : 12.31 m.

La pompe sélectionnée est la KSB UPA 250C-150 (pompe immergée), les principales caractéristiques sont données dans le tableau (IV.2) et la figure (IV.2) :

Tableau (IV.2) : Caractéristiques de la pompe du forage F3

Q (m ³ /h)	H (m)	P _a (Kw)	η (%)	N (tr/min)	NPSH _{re} (m)
180	13	9,38	70,3	2860	6,1

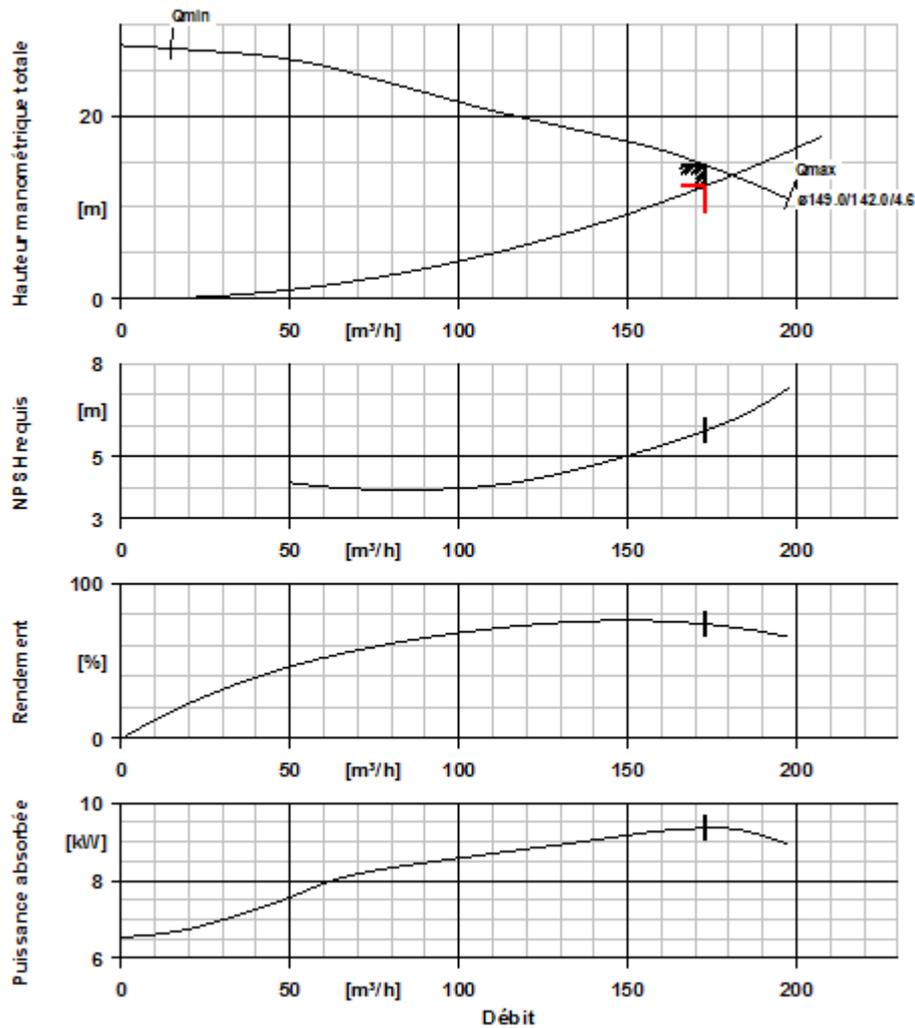


Figure (IV.2) : Courbes caractéristiques de la pompe de F3

Les autres caractéristiques sont données dans l'annexe (4).

Comme le point de fonctionnement désiré n'est pas sur la courbe caractéristique de la pompe, il faut donc choisir la modification à apporter pour le corriger.

IV.8.1.2. Adaptation de la pompe au point de fonctionnement

Pour avoir le point de fonctionnement désiré, on opte pour la variante la plus économique entre le changement du temps de pompage, le vannage et la variation de la vitesse de rotation.

- **Changement du temps de pompage :**

Le débit désiré $Q = 172,8 \text{ m}^3/\text{h}$

le temps de pompage prévu $T = 20 \text{ h}$

le débit du point de fonctionnement effectif $Q' = 180 \text{ m}^3/\text{h}$

D'après la formule (IV-2) et (IV-3) on a :

$$T' = \frac{172,8 \times 20}{180} = \mathbf{19,2 \text{ h}}$$

$$P_a = \frac{9,81 \times 0,05 \times 13}{0,702} = \mathbf{9,08 \text{ Kw}}$$

Le nouveau temps de pompage sera de **19 heures et 12 minutes**. Et la puissance absorbée est de **9,08 Kw**

- **Le vannage :**

Débit désiré $Q = 172,8 \text{ m}^3/\text{h}$

Hauteur correspondante au débit désiré $H = 12,31 \text{ m}$

Hauteur fournie par la pompe pour le débit désiré $H' = 14,64 \text{ m}$

La vanne doit créer une perte de charge supplémentaire de $h = 2,69 \text{ m}$.

La puissance absorbée dans ce cas par la pompe est :

$$P_a = \frac{9,81 \times 0,048 \times 14,64}{0,738} = \mathbf{9,34 \text{ Kw}}$$

- **Variation de la vitesse de rotation :**

La courbe caractéristique de la pompe est de forme parabolique d'équation $H = aQ^2 + b$, cette courbe passe par les deux points de coordonnées $(0 ; 27)$ et $(172,8 ; 14,64)$ d'où son équation est :

$$H = -4,14 \times 10^{-4} Q^2 + 27$$

D'après les formules (IV-11) et (IV-12), l'équation de la courbe iso-rendement est :

$$H = 4,12 \times 10^{-4} Q^2$$

Le point homologue est l'intersection des deux courbes précédemment citées, ces coordonnées sont :

$$Q = 180,797 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$H = 13,467 \text{ m}$$

D'après la formule (IV-13), on a :

$$N' = 2860 \times \frac{172,8}{180,797} = 2734 \text{ tr/min}$$

$$P_a = \frac{9,81 \times 0,048 \times 12,31}{0,71} = 8,16 \text{ Kw}$$

La nouvelle vitesse de rotation est $N' = 2734 \text{ tr/min}$ avec une puissance absorbée de $P_a = 8,16 \text{ Kw}$.

IV.8.1.3. Bilan des frais

Pour pouvoir déterminer la variante la plus économique, un bilan des frais annuels d'exploitation est nécessaire, il est donné dans le tableau ci-après :

Tableau (IV.3) : Bilan des frais des différentes variantes

Variante	Frais d'exploitation (Da/an)
Changement du temps de pompage	264711,78
Vannage	283637,12
Variation de la vitesse de rotation	247802,88

La variante à choisir d'après le bilan est la variation de la vitesse de rotation avec des frais annuels de 247802,88 Da.

IV.8.2. La pompe du forage F4

▪ Données :

Débit : 86,4 m³/h ;

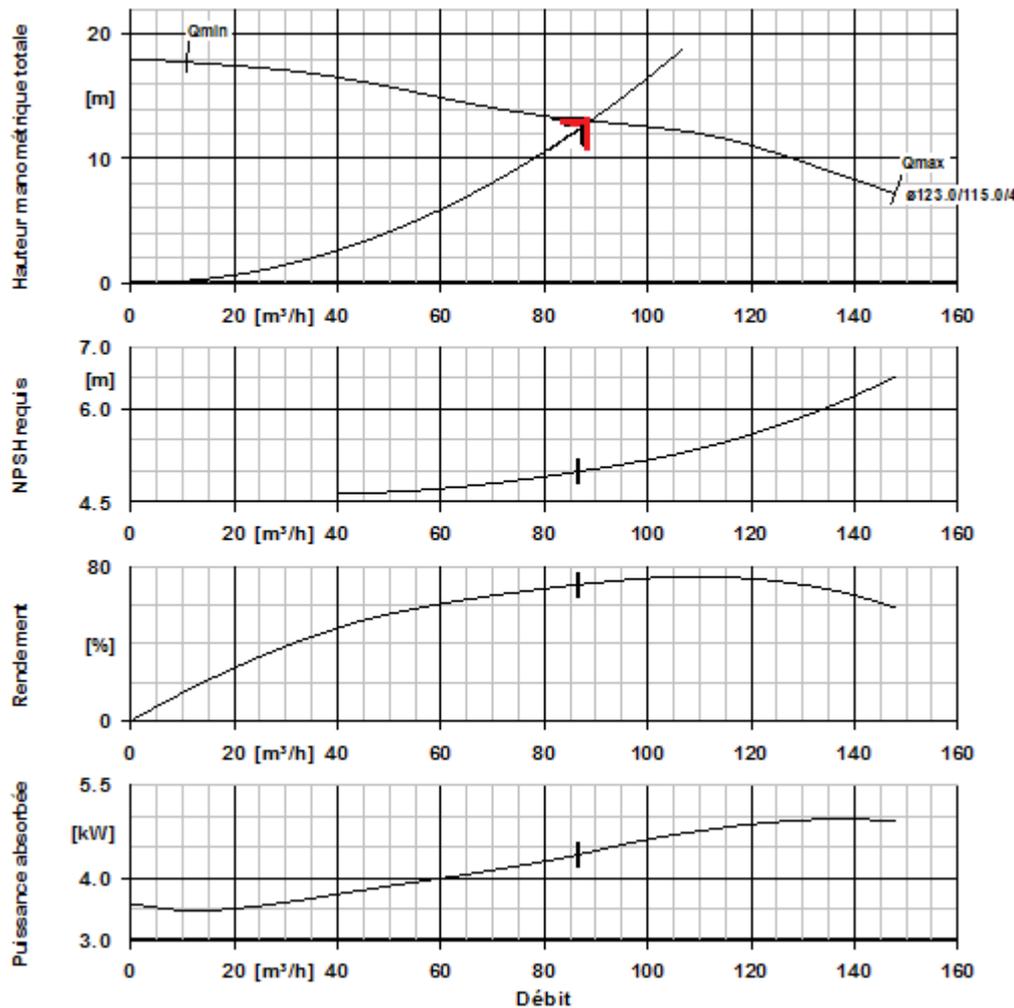
Hmt : 12.31 m.

La pompe sélectionnée est la KSB UPA 200B-130, les principales caractéristiques sont données dans le tableau (IV.4) ci-après:

Tableau (IV.4) : Caractéristiques de la pompe du forage F4

Q (m ³ /h)	H (m)	Pa (Kw)	η (%)	N (tr/min)	NPSHre (m)
86,4	12,31	4,37	70,5	2915	4,99

La figure (IV.3) représente les courbes caractéristiques de la pompe choisie. Les autres caractéristiques sont données dans l'annexe (5).

**Figure (IV.3) : Courbes caractéristiques de la pompe de F4**

Le point de fonctionnement désiré est sur la courbe caractéristique de la pompe, donc la pompe fonctionnera correctement sans apporter de modification.

IV.8.3. La pompe de la station de reprise SR1

- **Données :**
Débit : 259,2 m³/h ;
Hmt : 51,9 m ;
Hg : 51 m.

Après avoir introduit les données nécessaires pour la sélection, la pompe obtenue est la KSB Etabloc 125-100-200, pompe centrifuge monocellulaire à axe horizontal. Les principales caractéristiques sont données dans le tableau et la figure ci-après, (les autres caractéristiques sont données dans l'annexe (6)) :

Tableau (IV.5) : Caractéristiques de la pompe de la SR1

Q (m ³ /h)	H (m)	Pa (Kw)	η (%)	N (tr/min)	NPSHre (m)
259,2	51,9	44,78	81,8	2960	5,80

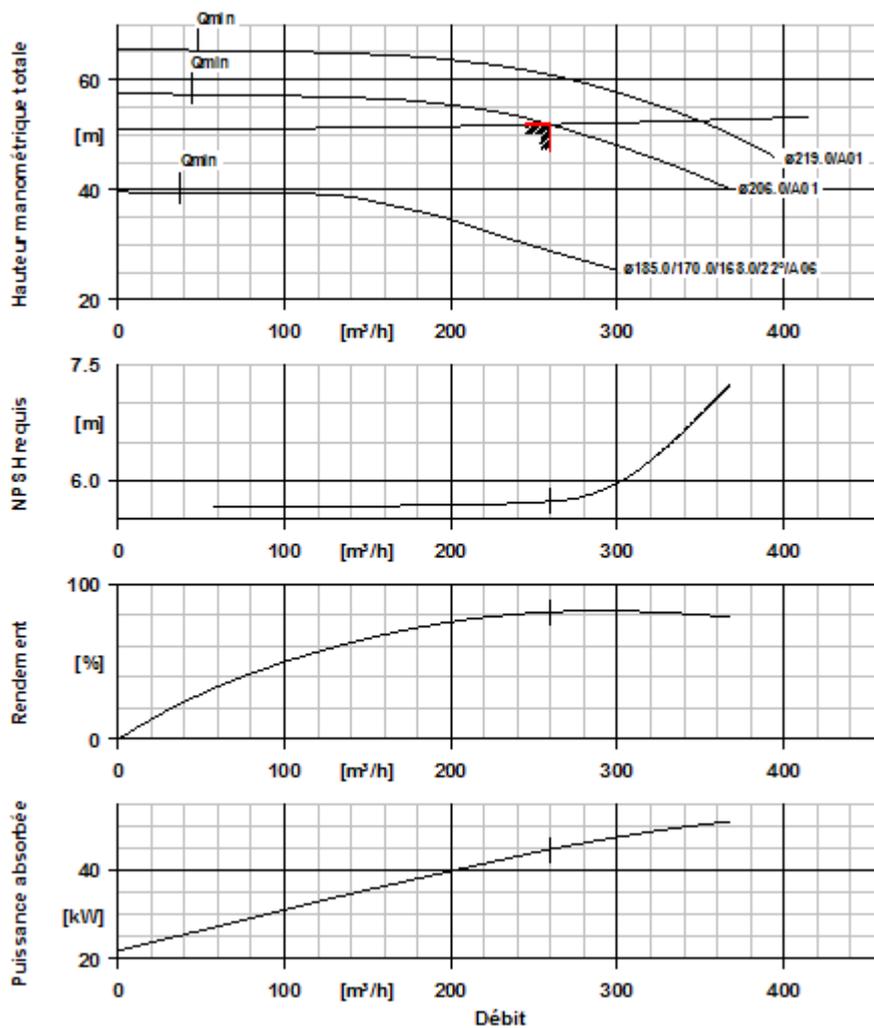


Figure (IV.4) : Courbes caractéristiques de la SR1

Le point de fonctionnement de la pompe est le même que celui demandé, on n'apporte pas de modification ni sur la pompe ni sur la conduite.

IV.8.4. La pompe de la station de reprise SR2

▪ **Données :**

Débit : 204,08 m³/h ;

Hmt : 41,82 m ;

Hg : 41 m.

La pompe choisie est la KSB Etabloc 100-080-200, pompe centrifuge mono-bloque à axe horizontal dont les caractéristiques sont données dans le tableau (IV.6) et la figure (IV.5). Les autres caractéristiques sont données dans l'annexe (7).

Tableau (IV.6) : Caractéristiques de la pompe de la SR2

Q (m3/h)	H (m)	Pa (Kw)	η (%)	N (tr/min)	NPSHre (m)
204,08	41,82	28,42	81,8	2957	6,22

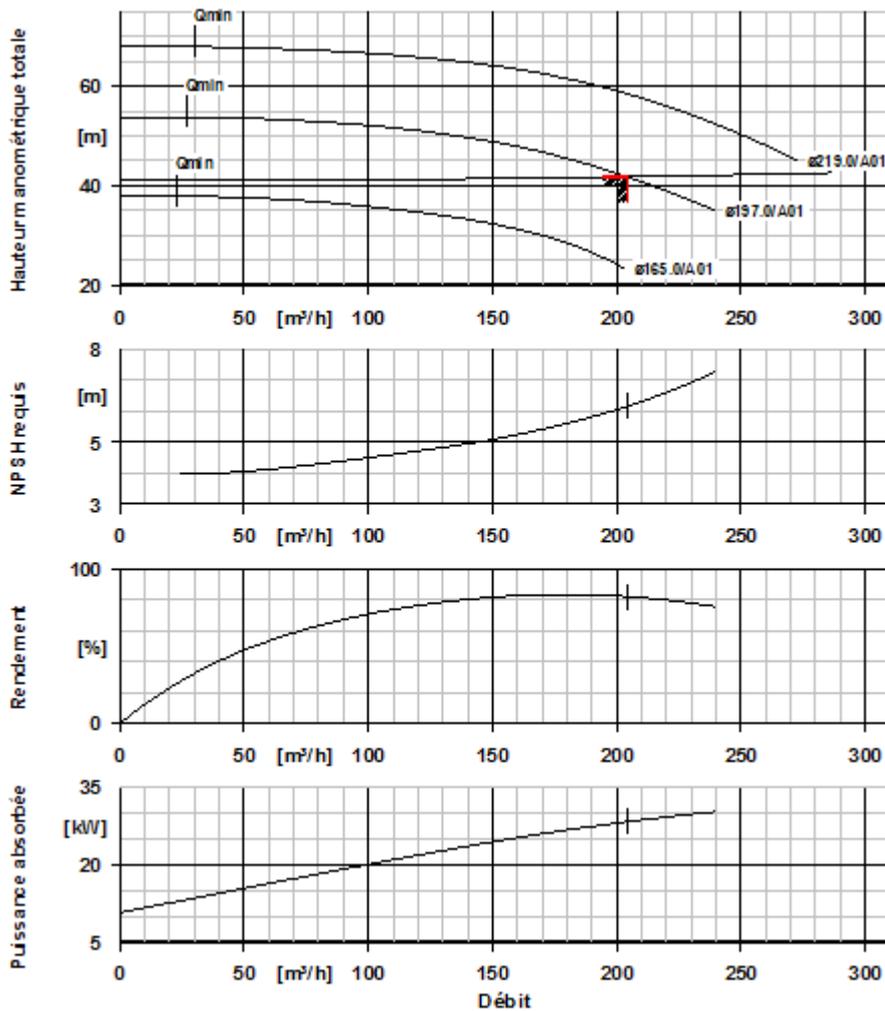


Figure (IV.5) : Courbe caractéristique de la pompe de la SR2

Comme la pompe sélectionnée nous donne exactement le point de fonctionnement désiré, aucune modification n'est nécessaire.

IV.8.5. Vérification de la condition de non cavitation

Par mesure de sécurité les pompes immergées seront placées à 1 mètre au-dessous du niveau dynamique, et l'aspiration des pompes des deux stations de reprise sera en charge avec une hauteur géométrique de 1 mètre. Toutefois, il est nécessaire de s'assurer de ne pas avoir de cavitation.

En se référant aux formules (IV.15), (IV.16) et (IV.18) et en considérant les pertes de charge à l'aspiration négligeables, les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau (IV.7) : Valeurs du $NPSH_{re}$ et $NPSH_d$ pour les pompes choisies

Pompe	Z (m)	H _a (m)	J _a (m)	P ₀ /w (m)	T _v (m) (à 20°C)	NPSH _d (m)	NPSH _{re} (m)
F3	40.13	1	0	10.28	0.24	11.04	6,1
F4	37	1	0	10.29	0.24	11.05	4,99
SR1	42.3	1	0	10.28	0.24	11.04	5,80
SR2	81.3	1	0	10.23	0.24	10.99	6,22

On remarque que les hauteurs d'aspiration disponibles sont largement supérieures aux hauteurs d'aspiration requises ce qui veut dire qu'il n'y a pas de risque de cavitation dans toutes les pompes du projet.

IV.9. Automatisation

Le rôle d'une station de pompage est d'assurer la satisfaction des abonnés en eau qui est variable dans le temps, et ceci en permanence. Ainsi pour qu'une station de pompage ait un fonctionnement économique, il faudrait lui prévoir un minimum de surveillance ; pour cela, il est nécessaire qu'elle soit automatisée avec si possible un contrôle visuel et audible en vue d'alerter le personnel dans le cas d'anomalie de fonctionnement et ce dans les meilleurs délais, il importe donc de réaliser [8] :

- L'arrêt du pompage lorsque le réservoir est plein ou lorsque le plan d'aspiration s'abaisse et atteint un certain niveau fixé.
- La reprise du pompage lorsque les conditions d'aspiration redeviennent normales, ou lorsque le plan d'eau dans le réservoir atteint le niveau minimal.

IV.9.1. Objectifs de l'automatisation

Pour le gestionnaire, deux objectifs peuvent être fixés, en l'occurrence [8] :

- Réduire ou simplifier les tâches d'exécution du personnel d'exploitation, d'où le plus souvent un gain de productivité.
- Diminuer les coûts de production en matière d'électricité et augmenter la sécurité de fonctionnement.

IV.9.2. Différents types de liaisons

IV.9.2.1 Liaison aspiration-moteur

On installe dans les forages des flotteurs en liaison avec des interrupteurs raccordés aux contacteurs de protection du moteur. Ce dispositif doit être réglé afin d'interdire toute marche à vide. Une marche à vide de la pompe peut également être faite en utilisant un relais à minimum de puissance, basé sur le fait que la puissance absorbée diminue quand la pompe se désamorce. La remise en marche de la pompe peut être assurée à l'aide d'un contacteur à horloge.

IV.9.2.2. Liaison réservoir-moteur

Cette liaison peut être effectuée avec ou sans ligne électrique appelée encore ligne pilote. Son but est d'interrompre le pompage dès que le réservoir est plein, et sa mise en marche lorsque le niveau dans le réservoir atteint le seuil minimal.

a) Commande par ligne pilote :

Elle est constituée d'un interrupteur à flotteur placé dans le réservoir, relié par un câble enterré ou sur poteau au contacteur du moteur qui enclenche ce dernier pour un niveau d'eau minimal et le déclenche pour un niveau maximal.

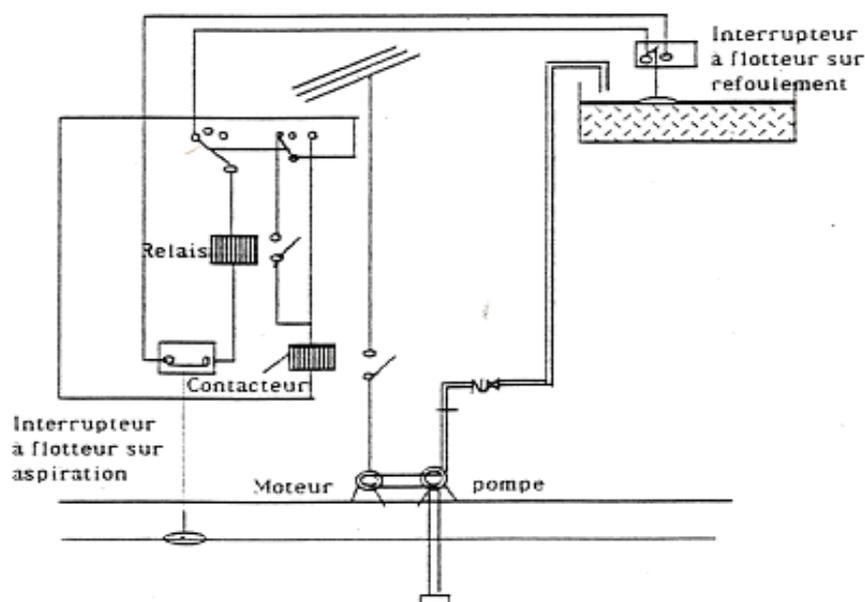


Figure (IV.6): commande par ligne pilote

b) Commande sans ligne pilote :

Ce type de commande utilisé dans le cas où la distance entre le lieu de pompage et le réservoir est très important. On disposera à l'arrivée de la conduite de refoulement au réservoir un robinet flotteur. Ainsi le pompage continuera de fonctionner même si l'écoulement est arrêté. On prévoit donc un dispositif qui permet d'arrêter le moteur, et qui sera placé à l'aval de la pompe. Ce dispositif sera soit un manostat différentiel, soit relais manométrique.

La mise en route de la pompe peut être réalisée à l'aide d'un contacteur à horloge qui émet des impulsions selon le réglage qui aura été effectué, et assurer ainsi le démarrage du moteur.

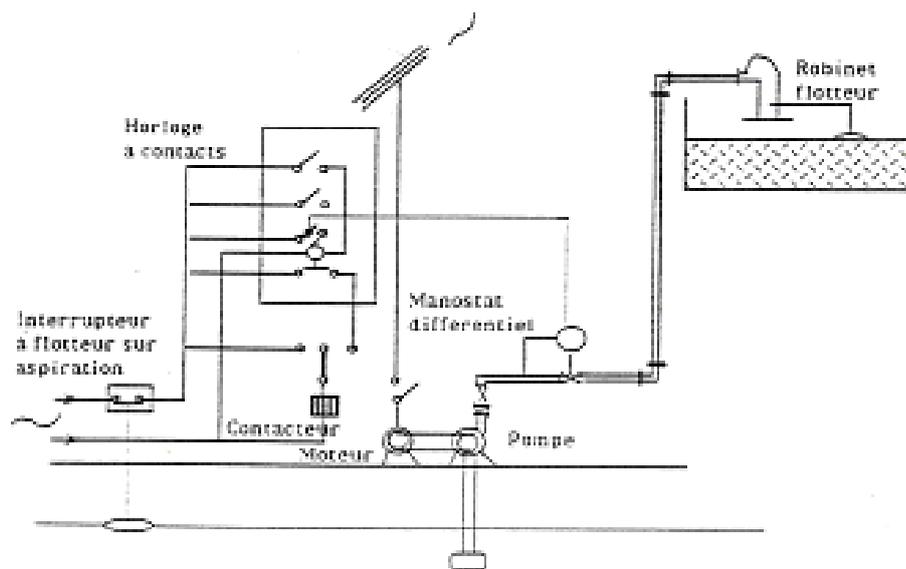


Figure (IV.7) : commande sans ligne pilote

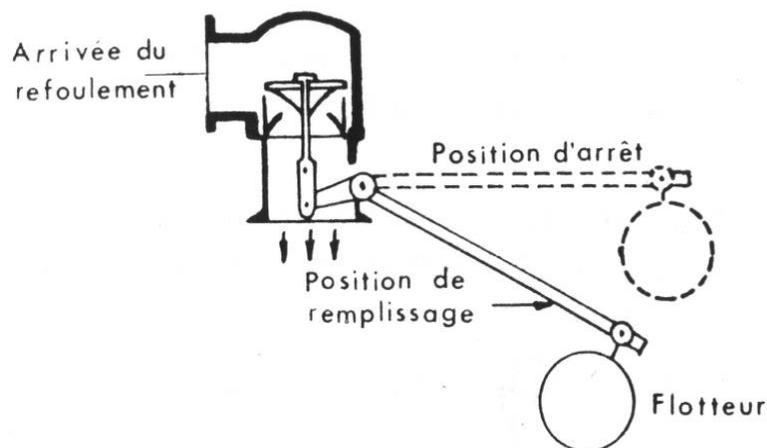


Figure (IV.8) : robinet flotteur

c) Avantages et inconvénients des deux systèmes :

Les avantages et inconvénients des systèmes d'automatisation sans et avec ligne pilote sont illustrés dans le tableau ci-après :

Tableau (IV.8) : Avantages et inconvénients des commandes avec et sans ligne pilote

	Commande par ligne pilote	Commande sans ligne pilote
Avantages	<ul style="list-style-type: none"> • La solution La plus simple et La plus sûre. • Elle permet de réaliser la transmission des niveaux à distance et renseigner à tout moment le personnel d'exploitation 	<ul style="list-style-type: none"> • Elle rend service dans les installations peu importantes où l'on peut s'accommoder d'un non redémarrage de la pompe après l'arrêt.
inconvénients	<ul style="list-style-type: none"> • Le prix de l'installation est remarquable si elle doit être posée sur une grande distance. 	-

IV.10. Conclusion

Dans ce chapitre, on a sélectionné les pompes qui équiperont les deux forages et les deux stations de reprise à savoir, deux pompes immergées et deux pompes monocellulaires à axe horizontal. D'après les calculs effectués pour toutes les pompes, aucun risque de cavitation n'a été trouvé.

Pour assurer la continuité d'approvisionnement, il est utile de prévoir des installations de secours pour les pompes et des moteurs électrogènes en cas de panne d'électricité.

Vu la distance plus au moins importante qui sépare les forages et la première station de reprise et les deux réservoirs jumelés (R1), on optera pour la commande avec ligne pilote et de même pour la deuxième station de reprise et le réservoir R2. Pour les tronçons R1-SR2 et R5000-R1, on optera pour une commande sans ligne pilote (robinets flotteurs).

Chapitre V

Protection des conduites

V.1. Introduction

Pour assurer le fonctionnement adéquat d'une chaîne d'adduction et une durée de vie maximale, il va falloir mettre des dispositifs de protection contre les différents phénomènes qui peuvent provoquer des détériorations dans la chaîne d'adduction, parmi ces phénomènes on trouve, le coup de bélier, la corrosion et la force de pression dans les coudes.

V.2. Théorie du coup de bélier

V.2.1. Définition de coup de bélier

Le coup de bélier est un phénomène de choc apparaissant au moment d'une brusque variation de vitesse et de pression, ce phénomène se traduit par des oscillations de pression, surpression et dépression alternative, provoquées par la modification rapide du régime d'écoulement, ces oscillations parcourent la canalisation d'une extrémité à une autre, avec un aller-retour périodique [14].

V.2.2. Causes du coup de bélier

Les causes les plus fréquentes provoquant le phénomène sont [15]:

- Fermeture instantanée d'un robinet-vanne placé au bout d'une conduite d'adduction ;
- Arrêt brutal par disjonction inopinée d'un ou des groupes de pompes alimentant une conduite de refoulement débitant dans un réservoir ;
- Modification de la vitesse angulaire d'une pompe
- Démarrage d'un groupe électropompe à vanne ouvert ;
- Démarrage ou arrêt d'une pompe débitant dans une conduite déjà alimentée.

V.2.3. Analyse physique de coup de bélier dans les pompes

a. Première phase du coup de bélier :

Lorsque la pompe s'arrête, la colonne d'eau continue son ascension grâce à son inertie. La pompe ne fournissant plus d'eau, il n'y a pas lieu de relève pour combler le vide laissé par la colonne ascendante. L'onde de dépression se propage de la sortie de la pompe vers le réservoir. Dès que cette onde de dépression atteint le réservoir, une onde élastique de pression statique normale commence à se déplacer du réservoir vers la pompe [16].

b. Deuxième phase ou contre coup :

Une onde élastique de surpression se propage depuis la pompe jusqu'au réservoir. Elle se produit au moment où l'onde de pression normale atteint la section de la pompe. Comme précédemment, dès que l'onde de surpression atteint le réservoir, une onde de pression statique normale commence à se propager depuis le réservoir jusqu'à la pompe [16].

V.2.4. Moyens de protection contre le coup de bélier [17]

La protection d'une conduite en écoulement gravitaire peut être obtenue généralement d'une manière satisfaisante en imposant une vitesse d'ouverture et de fermeture des vannes suffisamment lente afin de limiter les surpressions et dépressions éventuelles à des valeurs raisonnables.

Toutefois, en présence d'une station de pompage, il est plus difficile de contrôler l'ampleur du phénomène étant donné que l'arrêt des pompes peut se produire subitement, par suite d'une interruption du courant qui alimente les moteurs électriques.

Afin de limiter les variations de la pression dans les conduites, les appareils anti-bélier devront avoir pour effet de limiter la dépression ainsi que la surpression. Les dispositifs les plus utilisés sont :

- Les cheminés d'équilibre ;
- Les réservoirs d'airs ;
- Les volants d'inertie ;
- Les soupapes de décharge ;
- Les ventouses ;
- Clapet by-pass ;
- Vanne de fermeture lente.

V.2.5. Etude de 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 [15].

La célérité des ondes est donnée par la formule d'ALLEIVI

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + \frac{K \times D_{int}}{e}}} \quad (V.1)$$

Avec :

K : Coefficient dépend de la nature de la conduite ;

D_{int} : Diamètre intérieur de la conduite (mm);

e : Epaisseur de la conduite (mm).

Où

K = 0,5 pour l'acier ;

K = 0.6 pour la fonte.

✚ 1^{er} Cas : Fermeture brusque

La fermeture brusque est caractérisée par un temps T , tel que : $T < \frac{2 \times L}{a}$.

La valeur maximale du coup de bélier est :

$$B = \frac{a \times V_0}{g} \quad (\text{V.2})$$

Avec :

B : La valeur de coup de bélier (m) ;

a : La célérité de l'onde (m/s) ;

V_0 : Vitesse d'écoulement (m/s) ;

g : Accélération de la pesanteur (m/s²).

- La valeur maximale de la pression-surpression :

$$H_{sp} = H_0 + B \quad (\text{V.3})$$

- La valeur maximale de la pression-dépression :

$$H_d = H_0 - B \quad (\text{V.4})$$

Où

H_0 : La pression absolue au point le plus haut de la conduite, tel que :

$$H_0 = H_g + 10 \quad (\text{V.5})$$

Avec :

H_g : Hauteur géométrique de refoulement ;

10 : Pression atmosphérique ;

H_0 : Pression absolue de la conduite.

✚ 2^{eme} Cas : Fermeture lente

La fermeture lente est caractérisée par un temps T tel que : $T > \frac{2 \times L}{a}$.

La valeur maximale du coup de bélier sera calculée par la formule de MICHAUD :

$$B = \frac{2 \times L \times V_0}{g \times T} \quad (\text{V.6})$$

V.3. Calcul de la valeur de coup de bélier

V.3.1. Tronçons de refoulement

V.3.1.1. Tronçon F3 – SRI

Le système est constitué d'un ensemble de tronçons de diamètres différents. Un tel système avec de nombreux changements dans les propriétés de ses conduites, à savoir : le diamètre, l'épaisseur ..., peut être approximé en utilisant la notion de la longueur uniforme équivalente [18].

En utilisant la longueur totale du système, la célérité équivalente peut être calculée comme suit :

$$a_{eq} = \frac{L_t}{\sum \frac{L_i}{a_i}} \quad (V.7)$$

Avec :

a_{eq} : Célérité équivalente en (m/s) ;

L_i : Longueur du tronçon i du système en (m) ;

a_i : célérité de l'onde du tronçon i du système en (m/s) ;

L_t : longueur totale en (m).

Telle que

$$L_t = \sum L_i \quad (V.8)$$

Les valeurs L_i et a_i des caractéristiques réelles des conduites du système considéré.

La section équivalente S_{eq} du système est déterminée par la relation suivante :

$$S_{eq} = \frac{L_t}{\sum \frac{L_i}{S_i}} \quad (V.9)$$

Par conséquent, la caractéristique équivalente de la valeur du coup de bélier B_{eq} est définie au moyen des équations (V-7) et (V-9) précédentes, d'où on aura :

$$B_{eq} = \frac{a_{eq}}{g \times S_{eq}} \times Q \quad (V.10)$$

Données :

$$Q = 0,048 \text{ m}^3/\text{s} ;$$

$$Hg = 7,32 \text{ m.}$$

Les résultats de calcul pour les tronçons de conduite sont résumés dans le tableau (V.1) ci-après :

Tableau (V.1) : Résultat de calcul pour les tronçons de la conduite principale (F3 – SR1)

Tronçon	F3 - C	C - SR1
e (mm)	5,6	6,3
D _{int} (mm)	294,4	393,7
L _i (m)	291	232
a _i (m/s)	1146,324	1110,008
S _i (m ²)	0,068	0,122
L _i /a _i (s)	0,254	0,209
L _i /S _i (m ⁻¹)	4274,915	1905,756

Les calculs pour les tronçons F3 – SR1 sont détaillés dans ce qui suit :

$$L_t = \sum L_i = 291 + 232 = 523$$

$$\sum \frac{L_i}{S_i} = 6180,671$$

$$\sum \frac{L_i}{a_i} = 0,463$$

$$S_{eq} = \frac{L_t}{\sum \frac{L_i}{S_i}} = \frac{523}{6180,671} = 0,0846186$$

$$a_{eq} = \frac{L_t}{\sum \frac{L_i}{a_i}} = \frac{523}{0,463} = 1129,9251$$

$$B_{eq} = \frac{a_{eq}}{g \times S_{eq}} \times Q = \frac{1129,9251}{9,81 \times 0,0846186} \times 0,048 = 65,336 \text{ m}$$

$$H_{sp} = H_0 + B = 17,32 + 65,336 = 82,657 \text{ m}$$

$$H_d = H_0 - B = 17,32 - 65,336 = -48,017 \text{ m}$$

Les résultats calculés ci-dessus sont récapitulés dans le tableau (V.2) ci-dessous :

Tableau (V.2) : Valeurs du coup de bélier du tronçon (F3 – SR1)

Tronçon	Pression absolue	Célérité de l'onde	Valeur du coup de bélier	Surpression maximale	Dépression maximale	Pression de service
	H ₀ (m)	a (m/s)	B (m)	H _{sp} (m)	H _d (m/s)	Ps (m)
F3 - C	17,32	1129,925	65,3365	82,6565	-48,0165	350

D'après les résultats obtenus, la surpression maximale ne dépasse pas la valeur de la pression de service admissible, par contre il y a une présence d'une dépression importante (H_d = -48,0165), pour cela on propose de l'installation d'une ventouse à 3 fonctions.

V.3.1.2. Tronçon F4 – SR1

Le système est constitué d'un ensemble de tronçons de diamètres différents. Un tel système avec de nombreux changements dans les propriétés de ses conduites, à savoir : le diamètre, l'épaisseur ..., peut être approximé en utilisant la notion de la longueur uniforme équivalente.

Données :

$$Q = 0,024 \text{ m}^3/\text{s} ;$$

$$H_g = 11,84 \text{ m.}$$

Les résultats de calcul pour les tronçons de conduite sont résumés dans le tableau (V.3) ci-dessous :

Tableau (V.3) : Résultat de calcul pour les tronçons de la conduite principale (F4 – SR1)

Tronçon	F4 - C	C - SR1
e (mm)	4,5	6,3
D_{int} (mm)	195,5	393,7
L_i (m)	31,2	232
a_i (m/s)	1183,089	1110,008
S_i (m²)	0,030	0,122
L_i/a_i (s)	0,026	0,209
L_i/S_i (m⁻¹)	1039,372	1905,756

Les calculs pour les tronçons F3 – SR1 sont détaillés dans ce qui suit :

$$L_t = \sum L_i = 31,2 + 232 = 263,2$$

$$\sum \frac{L_i}{S_i} = 2945,128$$

$$\sum \frac{L_i}{a_i} = 0,235$$

$$S_{eq} = \frac{L_t}{\sum \frac{L_i}{S_i}} = \frac{263,2}{2945,128} = 0,089$$

$$a_{eq} = \frac{L_t}{\sum \frac{L_i}{a_i}} = \frac{263,2}{0,235} = 1118,195$$

$$B_{eq} = \frac{a_{eq}}{g \times S_{eq}} \times Q = \frac{1118,195}{9,81 \times 0,089} \times 0,024 = 30,611 \text{ m}$$

$$H_{sp} = H_0 + B = 22,84 + 30,611 = 52,451 \text{ m}$$

$$H_d = H_0 - B = 22,84 - 30,611 = -8,771 \text{ m}$$

Les résultats calculés ci-dessus sont récapitulés dans le tableau (V.4) ci-dessous :

Tableau (V.4) : Valeurs du coup de bélier du tronçon (F4 – SR1)

Tronçon	Pression absolue	Célérité de l'onde	Valeur du coup de bélier	Surpression maximale	Dépression maximale	Pression de service
	H_0 (m)	a (m/s)	B (m)	H_{sp} (m)	H_d (m/s)	Ps (m)
F4 – C	21,84	1118,195	30,61106	52,45106	-8,77106	350

D'après les résultats obtenus, la surpression maximale ne dépasse la valeur de la pression de service admissible. Par conséquent, le phénomène du coup de bélier ne se manifeste pas dans ce tronçon. Donc, le tronçon ne nécessite pas une protection.

V.3.1.3. Tronçon SR1-R1

Les données nécessaires pour le tronçon reliant la station de reprise SR1 et le réservoir existant R1 sont :

$$Q = 0,072 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$D = 400 \text{ mm}$$

$$e = 6,3 \text{ mm}$$

$$H_g = 51 \text{ m}$$

Les valeurs numériques du coup de bélier du tronçon SR1-R1 sont représentées dans le tableau (V.5) ci-dessous :

Tableau (V.5) : Valeurs du coup de bélier du tronçon (SR1– R1)

Tronçon	D (mm)	e (mm)	V0 (m/s)	a (m/s)	B (m)	H_0 (m)	H_{sp} (m)	H_d (m)	Ps (m)
SR1-R1	400	6,3	0,57	1106,54	64,29	61	125,29	-3,29	350

D'après les résultats obtenus, la surpression maximale ne dépasse la valeur de la pression de service admissible. Par conséquent, le phénomène du coup de bélier ne se manifeste pas dans ce tronçon. Donc, le tronçon ne nécessite pas une protection.

V.3.1.4. Tronçon SR2-R2

Les données nécessaires pour le tronçon reliant la station de reprise SR2 et le réservoir projeté R2 sont :

$$Q = 0,057 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$D = 350 \text{ mm}$$

$$e = 5,6 \text{ mm}$$

$$H_g = 41 \text{ m}$$

Les valeurs numériques du coup de bélier du tronçon SR2-R2 sont représentées dans le tableau (V.6) ci-dessous :

Tableau (V.6) : Valeurs du coup de bélier du tronçon (SR2– R2)

Tronçon	D (mm)	e (mm)	V0 (m/s)	a (m/s)	B (m)	H ₀ (m)	H _{sp} (m)	H _d (m)	Ps (m)
SR2-R2	350	5,6	0,59	1109,98	66,76	51	117,76	-15,76	350

D'après les résultats obtenus, la surpression maximale ne dépasse pas la valeur de la pression de service admissible, par contre il y a une présence d'une dépression (H_d = -15,76), pour cela on propose de l'installation d'une ventouse à 3 fonctions.

V.3.2. Tronçons gravitaires

La valeur de coup de bélier est donnée par la formule de MICHAUD (V.6), si la fermeture est supposée linéaire pendant une durée supérieure à un aller et retour d'onde $\frac{2*L}{a}$.

Mais dans la pratique, la fermeture de la vanne ne peut pas faire varier la section de passage du fluide linéairement, puisque dans la fin de fermeture, les pertes de charges sont plus importantes.

Dans ce cas, on utilisera des vannes pour limiter et minimiser la dépression et les surpressions. Nous avons étudié pour chaque tronçon le cas le plus défavorable dont la surpression est maximale.

V.3.2.1. Tronçon R 5000 -R1

Les valeurs des surpressions et dépressions sont mentionnées dans le tableau (V.7) :

Tableau (V.7) : Valeurs du coup de bélier du tronçon (R5000– R1)

Tronçon	L (m)	D (mm)	e (mm)	V0 (m/s)	a (m/s)	B (m)	H ₀ (m)	H _{sp} (m)	H _d (m)
R5000-R1	134	200	4,5	1,15	1178,89	138,20	16	154,20	-122,20

En variant le temps, la pression maximale diminue, le calcul des temps nécessaires pour rendre moins fort le front d'onde est représenté dans le tableau (V.8) suivant :

Tableau (V.8) : Valeurs du coup de bélier après le temps de fermeture

Tronçon	L (m)	D (mm)	e (mm)	V0 (m/s)	a (m/s)	B (m)	H ₀ (m)	H _{sp} (m)	H _d (m)	T (s)
R5000-R1	134	200	4,5	1,15	1178,89	6,28	16	22,28	9,72	5

La valeur du coup de bélier sera vérifiée en surpression et en dépression, si le temps de fermeture de la vanne se fait dans **5 secondes**.

V.3.2.2. Tronçon R1-SR2

Les valeurs des surpressions et dépressions sont mentionnées dans le tableau (V.9) :

Tableau (V.9) : Valeurs du coup de bélier du tronçon (R1- SR2)

Tronçon	L (m)	D (mm)	e (mm)	V0 (m/s)	a (m/s)	B (m)	H ₀ (m)	H _{sp} (m)	H _d (m)
R1-SR2	1984	300	5,2	0,67	1127,14	76,98	19	95,98	-57,98

En variant le temps, la pression maximale diminue, le calcul des temps nécessaires pour rendre moins fort le front d'onde est représenté dans le tableau (V.10):

Tableau (V.10) : Valeurs du coup de bélier après le temps de fermeture

Tronçon	L (m)	D (mm)	e (mm)	V0 (m/s)	a (m/s)	B (m)	H ₀ (m)	H _{sp} (m)	H _d (m)	T (s)
R1-SR2	1984	300	5,2	0,67	1127,14	13,55	16	29,55	2,45	20

La valeur de coup de bélier sera vérifiée en surpression et en dépression, si le temps de fermeture de la vanne se fait dans **20 secondes**.

V.4. Dimensionnement de la ventouse

V.4.1. Le rôle d'une ventouse a 3 fonctions

- Protection de la conduite contre la dépression.
- Protéger la conduite contre la difficulté de remplissage.
- Dégazer et évacuer l'air accumulé aux points hauts des conduites.



Figure (V.1) : La ventouse à 3 fonctions.

V.4.2. Localisation

- Sur les points hauts.
- Chaque 600 m si la conduite horizontale
- A proximité des vannes de vidange.
- Après les pompes.

V.4.3. Diamètres et pressions disponibles

Pour les diamètres : 40-50-60-65-80-100-150-200 (mm)

Pour les pressions : 10-16-25-40 (Bar)

V.4.4. Dimensionnement de la ventouse

On peut choisir le diamètre de la ventouse en fonction de diamètre du tronçon :

Tableau (V.11) : Les diamètres des ventouses en fonction des diamètres des tuyaux.

D _{conduites} (mm)	<250	300-600	700-900	1000-1200	1200-1800
D _{ventouse} (mm)	50-60-65	80-100	150	200	2*200

- ✚ Pour le tronçon (F3-SR1) avec le diamètre 300 mm, on va prendre une ventouse de diamètre **80 mm PN10**.
- ✚ Pour le tronçon (SR2-R2) avec le diamètre 350 mm, on va prendre une ventouse de diamètre **80 mm PN10**.

V.5. La protection des conduites contre la corrosion

Les phénomènes de corrosion sont des réactions d'une attaque du métal soit avec un contact externe avec le sol, ou bien par des réactions avec les eaux véhiculées à travers les conduites en métal.

V.5.1. La corrosion externe

Cette corrosion est caractérisée par une attaque du métal due à des phénomènes extérieurs en liaison, le plus souvent, soit avec la nature du sol, soit avec des installations électriques à courant continue situées au voisinage du réseau d'alimentation en eau potable.

Si ces phénomènes sont importants, il peut se produire une destruction rapide des canalisations par perforation ou attaque sous forme de couche de rouille.

Le caractère corrosif des sols est dépendant des paramètres suivants :

- leur perméabilité à l'air et à l'eau, qui dépend de leur porosité et de leur granulométrie ;
- leur taux d'humidité ;
- leur teneur en sels ;
- leur alcalinité ou leur acidité (pH) ;

- leur conductivité électrique ou leur résistivité.

V.5.2. La corrosion interne

La corrosion interne des conduites est liée à la nature de l'eau qu'elle véhicule et sa composition, elle dépend en particulier :

- Du PH,
- De la teneur en carbonate et bicarbonate,
- De la teneur en oxygène dissout dans l'eau,
- De la vitesse de circulation de l'eau,
- De la minéralisation de l'eau.

V.5.3. La lutte contre la corrosion

V.5.3.1. Protection contre la corrosion externe

Pour un fonctionnement adéquat du réseau, la protection cathodique d'un réseau en acier est très recommandée, parmi les techniques de protection on trouve :

- protection par anode réactive :

Elle consiste à relier la conduite à une pièce de métal plus électro-négative que l'acier, tel que, le zinc, l'aluminium et le magnésium, de façon à former des piles où la conduite d'acier jouera le rôle de cathode.

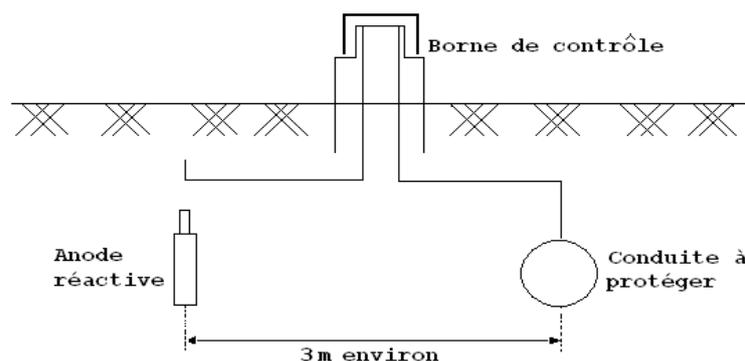


Figure (V.2) : La protection avec la cathode réactive.

- Protection par soutirage de courant :

Cette méthode consiste, à partir d'une source électrique d'un courant continu, à relier la conduite à la borne négative de cette source. La borne positive sera raccordée à une prise de terre constituée ordinairement par une chaîne d'anodes enterrées dans un milieu humide à une distance assez grande de la conduite (environs 100 m). Le courant en quittant la prise de terre, regagnera le pôle négatif de la source électrique en passant par la conduite, entraînant ainsi la dissolution anodique de la prise de terre.

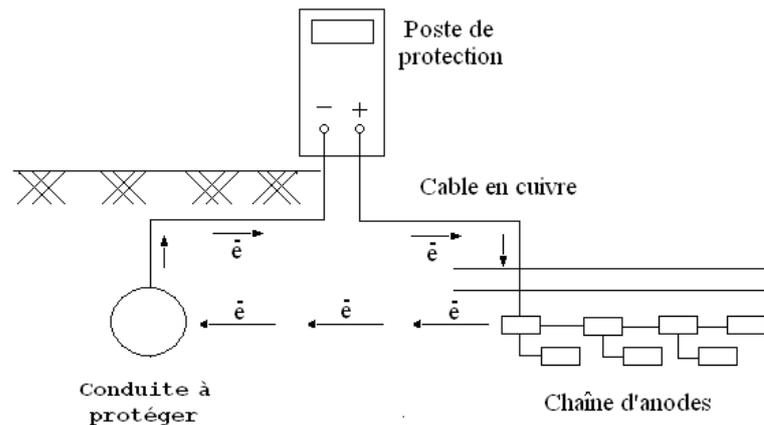


Figure (V.3) : La protection par soutirage de courant.

Notre choix est porté sur la première technique vue qu'elle est simple à installer, économique et ne nécessite pas de source d'énergie.

V.5.3.2. Protection contre la corrosion interne

Pour remédier au problème de la corrosion interne, il faut :

- ✚ Un revêtement intérieur fait à l'usine,
- ✚ Eviter les faibles vitesses de circulation dans les conduites,
- ✚ Evacuation de l'air par voie des venteuses,
- ✚ L'exécution des travaux devra ensuite être suivie attentivement.

V.6. La protection des conduites contre la poussée due à la pression de l'eau

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 :

- ✚ Butée sur coude horizontal.
- ✚ Butée sur coude vertical.
- ✚ Butée sur branchement.
- ✚ Butée sur un cône.

V.7. Les procédures de la pose des conduites

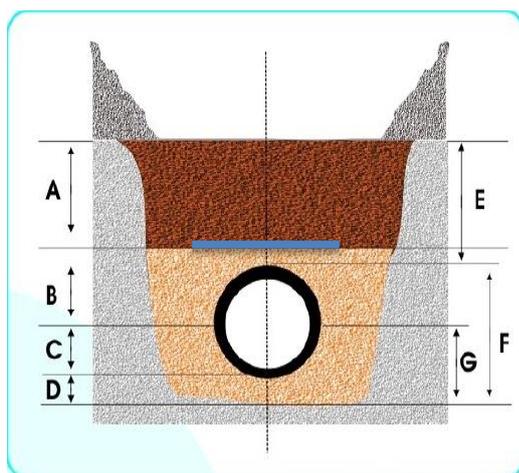
Lors de l'exécution d'une tranchée, on doit tenir compte des normes suivantes :

- La pose s'effectuera dans une tranchée de largeur suffisante.
- Le fond des fouilles est recouvert d'un lit de pose.
- Pour permettre aux ouvriers de travailler aisément; on doit prévoir un espacement de 50 cm de part et d'autre 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.

Tableau (V.12) : 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 du tube
Remblai de protection	Sable 0.1 à 5 mm	10 cm au-dessus du tube
Remblai supérieur	Réutilisation déblai	Jusqu'à la surface



Avec :

- A : Remblai supérieur
- B : Remblai de protection
- C : Assise
- D : Lit de pose
- E : Hauteur de couverture
- F : Enrobage
- G : Appui
- : Grillage avertisseur

Figure (V.4) : pose de la conduite en tranchée.

V.8. Conclusion

A travers ce chapitre, nous nous sommes intéressés à deux parties, qui sont la pose et la protection des conduites.

L'étude du coup de bélier a permis de déterminer les valeurs maximales de surpression et de dépression dans les tronçons d'adduction afin de déterminer les moyens de protection anti-bélier nécessaires dans les tronçons concernés.

La protection des réseaux d'alimentation en eau potable contre le phénomène de corrosion est d'une importance considérable. Afin de protéger le réseau étudié, on opte pour la protection cathodique.

La pose des conduites est une opération qui doit se faire d'une manière à assurer l'étanchéité des joints ainsi que l'équilibre des tuyaux. Une mauvaise pose des conduites va se répercuter sur le rendement du réseau et sur les frais d'entretien qui vont augmenter.

Chapitre VI

Réseau de distribution

VI.1. Introduction

Le réseau de distribution est un système de conduites connectées entre elles. L'eau est distribuée à partir de ce réseau qui doit être dimensionné de telle façon à assurer le débit et la pression nécessaires à chaque consommateur.

VI.2. Classification des réseaux

Suivant la structure et l'importance de l'agglomération, on distingue différents types de réseaux de distribution dont :

VI.2.1. Réseau ramifié

Le réseau ramifié, dans lequel les conduites ne comportent aucune alimentation en retour, présente l'avantage d'être économique, mais il manque de sécurité et de souplesse en cas de rupture : un accident sur la conduite principale prive d'eau tous les abonnés d'aval [8].

VI.2.2. Réseau maillé

Le réseau maillé permet, une alimentation en retour, au contraire du réseau ramifié, une simple manœuvre de robinets permet d'isoler le tronçon accidenté et de poursuivre néanmoins l'alimentation des abonnés d'aval. Il est bien entendu, plus coûteux d'établissement, mais en raison de la sécurité qu'il procure, il doit être toujours préféré au réseau ramifié [8].

VI.2.3. Réseau mixte

Un réseau est dit mixte (maillé-ramifié), lorsque ce dernier constitue une partie ramifiée et une autre maillée. Ce type de schéma est utilisé pour desservir les quartiers en périphérie de la ville par les ramifications issues des mailles utilisées dans le centre-ville.

VI.3. Choix du type de réseau

Il y a plusieurs facteurs qui influent sur la conception du réseau, on peut noter que les plus importants sont l'emplacement des principaux consommateurs, le relief et l'urbanisation de la région. Dans notre cas on opte pour un réseau mixte (maillé et ramifié).

VI.4. choix du type des conduites

Notre choix est porté sur des conduites en **PEHD PN10**, pour les multiples avantages qu'il présente, à savoir :

- Leur disponibilité sur le marché ;
- Utilisable dans les terrains accidentés et montagneux ;
- Facilité de la pose ;
- Résistance à la corrosion interne et externe ;
- Bonnes caractéristiques hydraulique ;
- Longue durée de vie.

VI.5. Choix du tracé

Pour définir le tracé définitif, il est important de penser aux points suivants :

- Minimiser le nombre de passage difficiles (traversée de route, zone rocheuse ...)
- Eviter les pentes trop fortes ;
- Préférer les zones accessibles, le long des chemins existants (routes ...)
- Penser aux problèmes de propriété de terrain et d'autorisation.

VI.6. Calcul hydraulique

Dans la suite de ce chapitre le réseau des lotissements TOUARES I, TOUARES I & Densification, TOUARES III et TOUARES B sera appelé **Réseau 1**, et celui des lotissements TOUARES II et TOUARES EST sera appelé **Réseau 2**.

VI.6.1. détermination des débits

VI.6.1.1. Débit spécifique

Pour le calcul, on admet l'hypothèse que la consommation domestique est répartie régulièrement sur la longueur du réseau de distribution, on utilise donc la notion du débit spécifique en l/s/ml. Ce débit qui est fonction du linéaire de la conduite, se calcule comme suit :

$$Q_{sp} = \frac{Q_{max.h}}{\sum L} \quad (VI.1)$$

Avec :

- $Q_{max.h}$: Débit maximum horaire (l/s) qui est de **73,66 l/s** pour le **Réseau 1** et de **70,86 l/s** pour le **Réseau 2**;
- $\sum L$: Somme des longueurs du réseau en (m), qui est de **11117,03 m** pour le **Réseau 1** et de **10794,33 m** pour le **Réseau 2**.

VI.6.1.2. Débit en route

Le débit en route de chaque tronçon est le produit de sa longueur par le débit spécifique, il est donné par la formule suivante :

$$Q_r = Q_{sp} \times l_i \quad (VI.2)$$

Avec :

- Q_r : Débit en route (l/s) ;
- Q_{sp} : Débit spécifique (l/s/ml), qui est de **0,00663 l/s/ml** pour le **Réseau 1** et de **0,00656 l/s/ml** pour le **Réseau 2**;
- l_i : Longueur du tronçon concerné (m).

VI.6.1.3. Débit aux nœuds (nodaux)

Les débits nodaux sont des débits concentrés en chaque nœud alimentant la population répartie autour de la moitié du tronçon de la conduite ayant en commun les nœuds considérés, ils sont déterminés par la formule suivante :

$$Q_{ni} = Q_{ci} + 0,5 \times \sum Q_{ri} \quad (\text{VI.3})$$

Avec

- Q_{ni} : Débit nodal du nœud concerné ;
- $\sum Q_{ri}$: Somme des débits en route des tronçons qui entourent le nœud i ;
- Q_{ci} : Débit concentré au nœud i en (l/s).

Les résultats des différents calculs sont donnés dans ce qui suit:

VI.6.2. Détermination des débits des réseaux**VI.6.2.1. Les débits du Réseau 1**

Tableau (VI.1) : Différents débits du Réseau 1

N° de Nœud	Tronçon	Longueur (m)	Q_{sp} (l/s/ml)	Q_r (l/s)	Q_n (l/s)
2	2-3	192,3	0,00663	1,274	0,336
	2-6	101,3		0,671	
3	2-3	192,3		1,274	1,200
	3-4	66,9		0,443	
	3-51	103,1		0,683	
4	3-4	66,9		0,443	1,518
	4-5	210,6		1,395	
	4-7	34,6		0,229	
	17-4	146,1		0,968	
5	4-5	210,6		1,395	1,448
	6-5	55,5		0,368	
	5-15	170,9		1,132	
6	2-6	101,3		0,671	0,669
	6-5	55,5		0,368	
	25-6	45,2		0,299	
7	4-7	34,6		0,229	1,214
	7-8	38,44		0,255	
	7-47	171,9		1,139	
	7-50	121,45		0,805	
8	7-8	38,44	0,255	0,822	
	8-9	39,95	0,265		
	8-48	169,6	1,124		
9	8-9	39,95	0,265	0,488	
	9-10	26,9	0,178		
	9-49	80,6	0,534		

Tableau (VI.1) : Différents débits de Réseau 1 (suite)

N° de Nœud	Tronçon	Longueur (m)	Q _{sp} (l/s/ml)	Q _r (l/s)	Q _n (l/s)
10	9-10	26,9	0,00663	0,178	0,988
	10-11	95,15		0,630	
	10-16	176,1		1,167	
11	10-11	95,15		0,630	0,904
	11-12	52,3		0,347	
	11-52	125,3		0,830	
12	11-12	52,3		0,347	1,014
	12-13	253,9		1,682	
13	12-13	253,9		1,682	1,568
	13-14	219,4		1,454	
14	15-14	77,93		0,516	2,007
	13-14	219,4		1,454	
	14-18	256,29		1,698	
	16-14	52,1		0,345	
15	5-15	170,9		1,132	1,548
	15-14	77,93		0,516	
	15-53	113,32		0,751	
	15-27	105,2		0,697	
16	10-16	176,1		1,167	1,320
	16-17	170,1		1,127	
	16-14	52,1		0,345	
17	16-17	170,1		1,127	1,048
	17-4	146,1		0,968	
18	14-18	256,29		1,698	1,426
	18-42	174,3	1,155		
19	42-19	47,6	0,315	1,460	
	19-20	107,6	0,713		
	27-19	285,6	1,892		
20	19-20	107,6	0,713	1,366	
	20-21	304,7	2,019		
21	20-21	304,7	2,019	1,306	
	21-22	23,3	0,154		
	59-21	66,2	0,439		
22	21-22	23,3	0,154	0,892	
	22-23	33,1	0,219		
	22-57	212,9	1,411		
23	22-23	33,1	0,219	1,643	
	23-24	62,8	0,416		
	29-23	242,25	1,605		
	33-23	157,7	1,045		
24	23-24	62,8	0,416	2,158	
	24-25	61,6	0,408		
	24-58	270,4	1,792		
	32-24	256,7	1,701		

Tableau (VI.1) : Différents débits de Réseau 1 (suite)

N° de Nœud	Tronçon	Longueur (m)	Q _{sp} (l/s/ml)	Q _r (l/s)	Q _n (l/s)
25	24-25	61,6	0,00663	0,408	1,590
	25-6	45,2		0,299	
	25-26	255,6		1,694	
	25-62	117,6		0,779	
26	25-26	255,6		1,694	1,742
	27-26	53,9		0,357	
	26-28	216,2		1,432	
27	15-27	105,2		0,697	1,473
	27-26	53,9		0,357	
	27-19	285,6		1,892	
28	26-28	216,2		1,432	0,950
	28-29	70,42		0,467	
29	28-29	70,42		0,467	1,036
	29-23	242,25		1,605	
30	30-31	73,2		0,485	2,940
	30-44	359,7		2,383	
	62-30	454,6		3,012	
31	30-31	73,2		0,485	2,279
	31-32	222,6		1,475	
	31-37	64,4		0,427	
	34-31	327,6	2,171		
32	33-32	167,7	1,111	2,143	
	31-32	222,6	1,475		
	32-24	256,7	1,701		
33	33-23	157,7	1,045	1,470	
	55-33	118,2	0,783		
	33-32	167,7	1,111		
34	35-34	47,2	0,313	1,430	
	34-55	56,9	0,377		
	34-31	327,6	2,171		
35	38-35	277,1	1,836	2,340	
	35-34	47,2	0,313		
	35-36	381,9	2,530		
36	37-36	27,3	0,181	2,653	
	35-36	381,9	2,530		
	36-44	391,6	2,595		
37	31-37	64,4	0,427	1,218	
	37-36	27,3	0,181		
	37-60	276,1	1,829		
38	38-39	33,5	0,222	3,923	
	38-35	277,1	1,836		
	38-59	55,9	0,370		

Tableau (VI.1) : Différents débits de Réseau 1 (suite)

N° de Nœud	Tronçon	Longueur (m)	Q _{sp} (l/s/ml)	Q _r (l/s)	Q _n (l/s)
39	39-41	279,5	0,00663	1,852	1,355
	39-40	129,4		0,857	
40	39-40	129,4		0,857	0,429
41	39-41	279,5		1,852	0,926
42	18-42	174,3		1,155	1,528
	42-43	239,4		1,586	
	42-19	47,6		0,315	
43	42-43	239,4		1,586	0,793
44	30-44	359,7		2,383	2,852
	36-44	391,6		2,595	
	34-45	109,5		0,726	
45	44-45	109,5		0,726	2,335
	45-46	198,4		1,315	
46	45-46	198,4		1,315	0,657
47	7-47	171,9		1,139	0,569
48	8-48	169,6		1,124	0,562
49	9-49	80,6		0,534	0,267
50	7-50	121,45		0,805	0,402
51	3-51	103,1		0,683	0,342
52	11-52	125,3		0,830	0,415
53	15-53	113,32		0,751	0,375
54	55-54	97,6		0,647	0,323
55	34-55	56,9		0,377	0,903
	55-33	118,2		0,783	
	55-54	97,6		0,647	
56	59-56	97,4		0,645	0,323
57	22-57	212,9		1,411	0,705
58	24-58	270,4		1,792	0,896
59	38-59	55,9		0,370	0,727
	59-21	66,2		0,439	
	59-56	97,4	0,645		
61	62-61	137,43	0,911	0,455	
62	25-62	117,6	0,779	2,351	
	62-61	137,43	0,911		
	62-30	454,6	3,012		

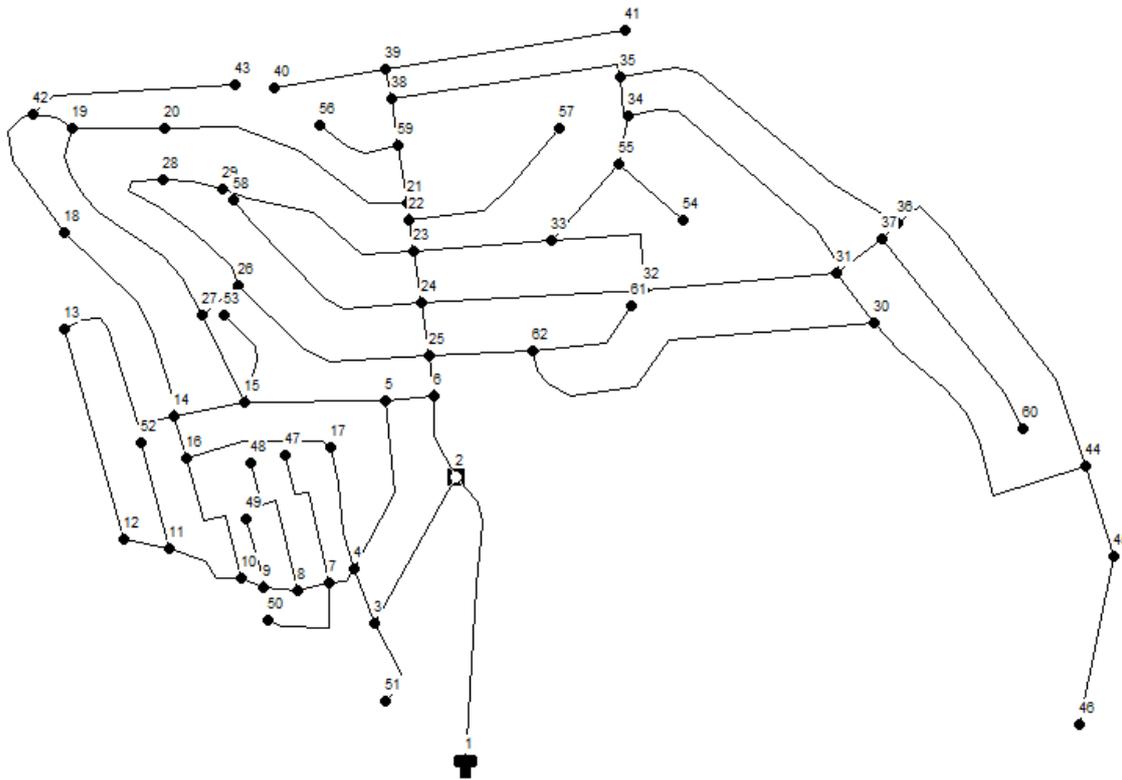


Figure (VI.1) : Schéma d'ossature du Réseau 1

VI.6.2.1. Les débits du Réseau 2

Les calculs sont fait identiquement au Réseau 1, les résultats sont donnés dans l'annexe (9)

VI.6.3. Dimensionnement du réseau

VI.6.3.1. Réseau maillé

La méthode utilisé dans les calculs du réseau de distribution maillé est celle de **HARDY CROSS** effectuée par le logiciel de simulation EPANET version 2.0 (Build 2.00.10), il utilise l'algorithme **HARDY CROSS** pour déterminer les corrections des débits dans les conduites, cette méthode repose sur deux lois [8] :

✚ 1^{ère} loi (équation de continuité : 1^{ère} loi de KIRCHOFF)

En un noeud quelconque de conduites, la somme des débits qui y arrivent est égale à la somme des débits qui y partent.

✚ 2^{ème} loi (loi des mailles)

Le long d'un parcours orienté et fermé, la somme des pertes de charges est nulle:

$$\sum \Delta H_{I-K} = \sum (R_{I-K} \times Q_{I-K}^2) = 0 \quad (\text{VI.4})$$

Avec :

- R_{I-K} : Résistance de la conduite, telle que :

$$R = \frac{8\lambda L}{D^5 \pi^2 g} \quad (\text{VI.5})$$

Où :

- λ : Coefficient de frottement ;
- D : Diamètre du tronçon concerné ;
- Q_{I-K} : Débit du tronçon concerné.

On doit alors vérifier, d'après la deuxième loi, que la somme des pertes de charge (compte tenu des signes dans les maille) est nulle. Ordinairement, cette égalité n'est pas vérifiée du premier coup et il est nécessaire de modifier cette répartition d'une valeur Δq à ajouter ou à retrancher selon le signe, cette valeur est donnée par la formule (VI-6) ci-après :

$$\Delta q = \frac{\sum J}{2 \sum \frac{J_i}{Q_i}} \quad (\text{VI.6})$$

Avec :

- $\sum J$: Somme des pertes de charge dans une maille donnée en (m) ;
- J_i : Pertes de charge du tronçon i en (m) ;
- Q_i : Débit reparti préalablement pour le tronçon i en (l/s).

VI.6.3.2. Réseau ramifié

Il suffit de lui introduire les débits nodaux au niveau des nœuds qui sont déterminés par la formule (VI-3).

VI.7. Modélisation et simulation du réseau

EPANET est un logiciel de simulation du comportement hydraulique et qualitatif de l'eau sur une longue durée dans les réseaux sous pression.

EPANET calcul le débit dans chaque tuyau, la pression à chaque nœud, le niveau de l'eau dans les réservoirs, et la concentration en substances chimiques dans les différentes parties du réseau, au cours d'une durée de simulation divisée en plusieurs étapes. Le logiciel est également capable de calculer les temps de séjours et de suivre l'origine de l'eau.

VI.7.1. Formules de pertes de charge utilisée

VI.7.1.1. Pertes de charge linéaires

La formule utilisée pour la détermination des pertes de charge linéaires est celle de Darcy-Weisbach (expliqué dans le chapitre III « Adduction »).

Les valeurs de la rugosité utilisées en pratique pour les conduites en PEHD sont :

- $K = 0,01$ mm pour $D \leq 200$ mm
- $K = 0,02$ mm pour $D > 200$ mm

VI.7.1.2. Pertes de charge singulières

Elle sont estimées à 10% des pertes de charge linéaires pour les conduites en PEHD

$$H_S = 0,10 H_L \quad (\text{VI.7})$$

VI.7.1.3. Pertes de charge totales

Elles sont déterminées par la somme des pertes de charge linéaires et singulières.

$$H_T = H_L + H_S \quad (\text{VI.8})$$

VI.7.2. Les étapes de l'utilisation du logiciel EPANET

Les étapes de l'utilisation de logiciel pour modéliser un système de distribution d'eau sont les suivantes :

- Importer le tracé du réseau enregistré sous un fichier Auto-Cad.
- Saisir les propriétés des éléments du réseau.
- Décrire le fonctionnement du système.
- Sélectionner un ensemble d'option de simulation.
- Lancer la simulation.
- Constatation des résultats de la simulation.

VI.7.3. Les résultats de la simulation

Après avoir introduit les débits et les altitudes de chaque nœud ainsi que la longueur et des diamètres pour chaque arc (conduite), on lance la simulation de réseau.

Suite à plusieurs tâtonnements des diamètres des conduites, dans l'objectif d'avoir des vitesses de chaque conduite dans l'intervalle [0.5-1.5 m/s], et afin d'avoir des pressions adéquates dans le réseau, la pression au niveau des nœuds ne doit pas dépasser 60 m.c.e (6 bars).

Les diamètres normalisés des conduites en PEHD PN 10 joint en Annexe (10)

Les résultats obtenus pour le Réseau 1 sont regroupés dans les tableaux ci-après :

Tableau (VI.2) : Répartition des résultats pour chaque tronçon du Réseau 1

Tronçon	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Tronçon	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)
1-2	338,5	350	77,57	0,81	27-26	53,9	50	1,72	1,21
2-3	192,3	110	5,82	0,8	27-19	285,6	32	0,29	0,5
3-4	66,9	110	4,28	0,59	26-28	216,2	25	0,11	0,5
2-6	101,3	350	70,77	0,74	28-29	70,42	40	0,84	0,75
6-5	55,5	200	23,6	0,75	29-23	242,25	63	1,87	0,83
5-15	170,9	200	22,11	0,7	38-39	33,5	75	2,71	0,85
15-14	77,93	200	16,7	0,53	39-41	279,5	40	0,93	0,83
4-7	34,6	75	2,51	0,79	39-40	129,4	32	0,43	0,74
7-8	38,44	25	0,33	0,94	38-35	277,1	32	0,2	0,48
8-9	39,95	50	1,06	0,74	35-34	47,2	75	3,77	1,18
9-10	26,9	63	1,81	0,8	34-55	56,9	200	12,52	0,8
10-11	95,15	75	2,04	0,64	55-33	118,2	200	13,75	0,88
11-12	52,3	32	0,72	1,24	33-32	167,7	110	8,34	1,15
12-13	253,9	32	0,29	0,51	55-54	97,6	32	0,32	0,56
13-14	219,4	63	1,86	0,83	22-57	212,9	40	0,7	0,63
16-17	170,1	40	0,75	0,68	38-59	55,9	125	6,83	0,72
7-47	171,9	40	0,57	0,51	59-21	66,2	200	7,88	0,5
7-50	121,45	32	0,4	0,69	59-56	97,4	32	0,32	0,56
8-48	169,6	40	0,56	0,51	24-58	270,4	40	0,9	0,81
9-49	80,6	25	0,27	0,77	30-31	73,2	110	5,47	0,75
3-51	103,1	32	0,34	0,59	31-32	222,6	110	6,84	0,94
11-52	125,3	32	0,41	0,71	32-24	256,7	40	0,64	0,57
17-4	146,1	32	0,3	0,51	31-37	64,4	90	6,41	1,31
14-18	256,29	110	5,92	0,81	37-36	27,3	75	4,28	1,34
18-42	174,3	90	4,5	0,92	34-31	327,6	110	7,32	1,01
42-43	239,4	40	0,79	0,71	35-36	381,9	63	1,63	0,72
42-19	47,6	63	2,18	0,96	30-44	359,7	75	2,58	0,81
19-20	107,6	50	1,01	0,71	37-60	276,1	50	0,92	0,64
20-21	304,7	32	0,36	0,62	36-44	391,6	90	3,26	0,67
21-22	23,3	200	9,55	0,61	44-45	109,5	75	2,99	0,94
22-23	33,1	200	11,15	0,71	45-46	198,4	40	0,66	0,59
23-24	62,8	250	38,22	0,78	25-62	117,6	90	2,87	0,58
24-25	61,6	250	41,92	0,85	62-61	137,43	32	0,46	0,78
25-6	45,2	250	46,5	0,95	33-23	157,7	200	23,56	0,97
25-26	255,6	25	0,13	0,48	10-16	176,1	90	4,84	0,99
15-53	113,32	32	0,38	0,65	16-14	52,1	125	6,91	0,72
15-27	105,2	90	3,48	0,71					

Tableau (VI.3) : Répartition des résultats au niveau de chaque nœud du Réseau 1

Nœud	Altitude (m)	Charge (m)	Pression (m)	Nœud	Altitude (m)	Charge (m)	Pression (m)
Nœud 2	63,3	89,99	26,69	Nœud 32	39,24	86,64	47,4
Nœud 3	47	88,72	41,72	Nœud 33	36,11	88,77	52,66
Nœud 4	45,17	88,46	43,29	Nœud 34	31,72	87,95	56,23
Nœud 5	49,22	89,74	40,52	Nœud 35	31,03	86,91	55,88
Nœud 6	53,74	89,87	36,13	Nœud 36	34,84	82,59	47,75
Nœud 7	42,5	88,1	45,6	Nœud 37	35,3	83,35	48,05
Nœud 8	37,91	85,86	47,95	Nœud 38	29,13	88,93	59,8
Nœud 9	31,9	86,49	54,59	Nœud 39	28,8	88,52	59,72
Nœud 10	29,96	86,86	56,9	Nœud 40	29	84,98	55,98
Nœud 11	28	86,16	58,16	Nœud 41	31,07	82,18	51,11
Nœud 12	28,13	82,56	54,43	Nœud 42	29,19	85,64	56,45
Nœud 13	28,41	86,12	57,71	Nœud 43	29	81,52	52,52
Nœud 14	32,09	89,27	57,18	Nœud 44	40,69	80,23	39,54
Nœud 15	39,59	89,37	49,78	Nœud 45	41,91	78,64	36,73
Nœud 16	31,75	89,02	57,27	Nœud 46	48,2	76,2	28
Nœud 17	37,77	86,37	48,6	Nœud 47	33,6	86,46	52,86
Nœud 18	29,41	87,52	58,11	Nœud 48	33,16	84,28	51,12
Nœud 19	32,23	84,74	52,51	Nœud 49	31	83,19	52,19
Nœud 20	33,71	83,19	49,48	Nœud 50	34	85,13	51,13
Nœud 21	31,15	89,3	58,15	Nœud 51	55,14	86,83	31,69
Nœud 22	32,32	89,36	57,04	Nœud 52	28,5	82,93	54,43
Nœud 23	34,64	89,47	54,83	Nœud 53	47,08	86,92	39,84
Nœud 24	40,38	89,6	49,22	Nœud 54	34,15	86,57	52,42
Nœud 25	47,26	89,74	42,48	Nœud 55	33,2	88,19	54,99
Nœud 26	53,72	86,62	32,9	Nœud 56	29,51	87,57	58,06
Nœud 27	44,57	88,65	44,08	Nœud 57	30,9	86,39	55,49
Nœud 28	54,3	84,64	30,34	Nœud 58	53	83,82	30,82
Nœud 29	53,3	85,97	32,67	Nœud 59	29,51	89,18	59,67
Nœud 30	41,4	84,23	42,83	Nœud 61	39	85	46
Nœud 31	37,26	84,67	47,41	Nœud 62	44,11	89,18	45,07

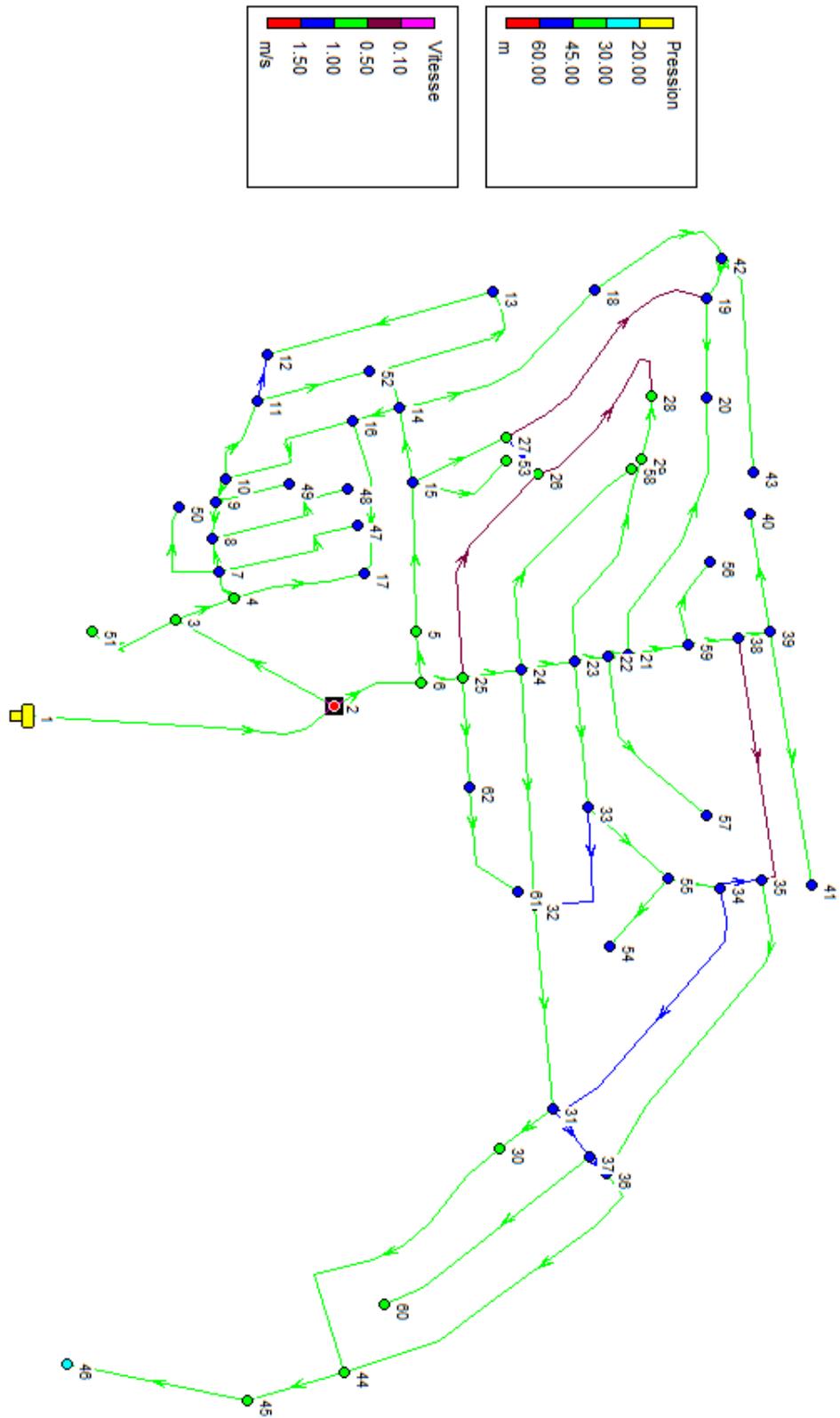


Figure (VI.2) : Etat des arcs et des nœuds après la simulation du Réseau I

Afin d'avoir des pressions adéquates dans le Réseau 2, et pour le bon fonctionnement des accessoires du réseau, on envisage d'installer un réducteurs de pression au niveau du tronçon (15-20) pour réduire la pression de 6 m, les résultats de la simulation sont regroupés dans les Annexes (11),(12) et (13):

V.8. Equipement du réseau de distribution

Le réseau de distribution comporte des équipements permettant son fonctionnement et son exploitation, dont les principaux sont résumés ci-dessous :

- + **Robinets** : en principe ces appareils seront posés en vue de permettre l'isolement de divers tronçons de canalisation. Nous les trouvons donc à chaque nœud.
- + **Ventouses** : c'est un organe de dégazage, elles permettent l'évacuation d'air contenu dans les conduites. Elles sont placées aux points hauts de réseau.
- + **Robinets de décharges** : Ils sont placés aux points bas du réseau pour permettre la vidange.
- + **Clapets** : Leurs rôle est d'empêcher le retour de l'eau en sens inverse de l'écoulement prévu. On les dispose principalement aux points de puisage et dans les stations de pompage alimentant une adduction.
- + **Poteaux d'incendie** : de tels poteaux doivent être raccordés sur des canalisations capables de fournir au point correspondant un débit minimal de 17 l/s sous 0.6 bar. Ils sont placés aux bordures des trottoirs, espacés de 200 à 300 m.
- + **Régulateurs de pression** : ce sont des dispositifs permettant le réglage de la pression d'une façon à ne fournir au réseau de distribution que les pressions désirées.
- + **Les raccords** : ce sont des composants permettant d'adapter la conduite au tracé prévu au projet. Le tableau (VI.4) indique la fonction de chaque raccord :

Tableau (VI.4) : Fonctions des raccords

Nom du raccord	Fonction
Coude	Changement de direction
Cône de réduction	Diminution du diamètre
Manchon	Assemblage en ligne de 02 éléments cylindriques
Té	Raccordement à l'équerre d'une conduite sur une autre

V.9. Conclusion

A travers ce chapitre, on a pu déterminer les diamètres des différents tronçons du réseau de distribution pour qu'il fonctionne dans des conditions de pressions et de vitesses adéquates.

Des mesures d'entretien, de contrôle et de gestion doivent être prises afin d'assurer une longue durée de vie du réseau.

Chapitre VII

Devis quantitatif et estimatif

VII.1. Introduction

L'étude du devis estimatif nous permet d'avoir une idée sur le coût de réalisation de projet, ce calcul consiste à déterminer les quantités de toutes les opérations à effectuer sur le terrain, en multipliant le volume des travaux par le prix unitaire.

VII.2. Canalisation (adduction + réseau de distribution)

VII.2.1. Les opérations pour la réalisation du réseau

- Travaux de découpage de la tranchée.
- Fourniture et pose du lit de sable et l'enrobage de la conduite.
- Fourniture et pose des conduites.
- Travaux de remblaiement de la tranchée.

VII.2.2. Calcul du volume de déblai

Selon la largeur du godet de la pelle choisie, les volumes excavés pour chaque diamètre.

$$V_{Td} = b \times H_{tr} \times L \quad (\text{VII.1})$$

Avec :

V_{Td} : Volume total de déblai (m³) ;

b : Largeur de la tranchée (m) ;

H_{tr} : Hauteur de la tranchée (m) ;

L : Longueur de la tranchée (m).

Le tableau suivant donne le volume du déblai

Tableau (VII.1): Calcul du volume du déblai

D (mm)	L (m)	Htr = D+1,10 (m)	b = D+0,6 (m)	V déblai (m3)
400	1351,9	1,5	1	2027,85
350	944,8	1,45	0,95	1301,46
300	2275	1,4	0,9	2866,5
250	1321	1,35	0,85	1515,847
200	1938,73	1,3	0,8	2016,27
125	507,2	1,225	0,725	450,457
110	1669,89	1,21	0,71	1434,60
90	1947,9	1,19	0,69	1599,42
75	961,55	1,175	0,675	762,63
63	1180,75	1,163	0,663	910,44
50	4063,91	1,15	0,65	3037,77
40	3655,59	1,14	0,64	2667,12
32	2737,3	1,132	0,632	1958,33
25	590,84	1,125	0,625	415,43
20	796,5	1,12	0,62	553,09
V_{Td}				23517,23

VII.2.3. Calcul du volume du sable (lit de pose + enrobage)

$$V_{Ts} = (b \times e'' - S) \times L \quad (\text{VII.2})$$

Avec :

V_{Ts} : Volume total de déblai (m³) ;

e'' : Hauteur de sable (m).

Le tableau suivant donne le volume du sable

Tableau (VII.2): Calcul du volume du sable

D (mm)	L (m)	$e'' = D+0,3$ (m)	$b = D+0,6$ (m)	$S = \pi \cdot D^2 / 4$ (m ²)	V sable (m ³)
400	1351,9	0,7	1	0,5027	266,73
350	944,8	0,65	0,95	0,3848	219,85
300	2275	0,6	0,9	0,2827	585,36
250	1321	0,55	0,85	0,1963	358,26
200	1938,73	0,5	0,8	0,1257	531,79
125	507,2	0,425	0,725	0,0491	131,38
110	1669,89	0,41	0,71	0,0380	422,65
90	1947,9	0,39	0,69	0,0254	474,70
75	961,55	0,375	0,675	0,0177	226,37
63	1180,75	0,363	0,663	0,0125	269,41
50	4063,91	0,35	0,65	0,0079	892,43
40	3655,59	0,34	0,64	0,0050	777,18
32	2737,3	0,332	0,632	0,0032	565,59
25	590,84	0,325	0,625	0,0020	118,83
20	796,5	0,32	0,62	0,0013	156,99
V_{Ts}					5997,53

VII.2.3. Calcul du volume de remblaiement des tranchées

$$V_{Tr} = V_{Tdf} - (b \times e'' \times L) \quad (\text{VII.3})$$

Avec :

V_{Tr} : Volume total du remblaiement (m³);

V_{Tdf} : Volume total des déblais foisonnés (m³);

$(b \times e'' \times L)$: Volume occupé par la conduite et le sable (m³).

Ou

$$V_{Tdf} = K_j \times V_{Td} \quad (\text{VII.4})$$

Avec :

K_j : Coefficient de foisonnement déterminé selon la nature du sol, $K_j = [1,14 - 1,28]$.

Le tableau suivant donne le volume de remblaiement

Tableau (VII.3): Calcul du volume de remblai

D (mm)	L (m)	V déblai (m3)	Vdf = 1,25×Vd (m3)	b×e'' ×L (m3)	V remblai (m3)
400	1351,9	2027,85	2534,81	946,33	1588,48
350	944,8	1301,462	1626,83	583,41	1043,41
300	2275	2866,5	3583,13	1228,50	2354,63
250	1321	1515,8475	1894,81	617,57	1277,24
200	1938,73	2016,2792	2520,35	775,49	1744,86
125	507,2	450,457	563,07	156,28	406,79
110	1669,89	1434,602499	1793,25	486,10	1307,15
90	1947,9	1599,42069	1999,28	524,18	1475,10
75	961,55	762,6293438	953,29	243,39	709,89
63	1180,75	910,4397218	1138,05	284,17	853,88
50	4063,91	3037,772725	3797,22	924,54	2872,68
40	3655,59	2667,118464	3333,90	795,46	2538,44
32	2737,3	1958,330115	2447,91	574,35	1873,56
25	590,84	415,434375	519,29	120,01	399,28
20	796,5	553,0896	691,36	158,03	533,34
				V_{Tr}	20978,72

VII.3. Station de pompage et réservoir

VII.3.1. Les opérations pour la réalisation du réseau

- Fourniture et pose des pompes ;
- Réalisation de réservoir pour station de pompage ;
- Réalisation de réservoir pour distribution.

VII.4. Devis quantitatif et estimatif

Les différents travaux à effectuer sont récapitulés dans le tableau ci-après :

Tableau (VII.4): Devis quantitatif et estimatif

N°	DESIGNATION DES TRAVAUX	U	Q	P U	Montant
1	Déblai en terrain ordinaire	M3	23517,23	500,00	11758615,00
2	Fourniture et pose de lit de sable plus enrobage de la conduite au-dessus de la génératrice supérieure	M3	5997,53	1200,00	7197036,00
3	Remblaiement de la tranche	M3	20978,72	150,00	3146808,00
4	Fourniture et pose de conduite en acier Φ 400 mm 35 bars	ML	1351,90	9126,00	12337439,40
5	Fourniture et pose de conduite en acier Φ 350 mm 35 bars	ML	944,80	8613,00	8137562,40
6	Fourniture et pose de conduite en acier Φ 300 mm 35 bars	ML	2275,00	7783,00	17706325,00
7	Fourniture et pose de conduite en acier Φ 250 mm 35 bars	ML	1321,00	6978,00	9217938,00
8	Fourniture et pose de conduite en PEHD Φ 200 mm 10 bars	ML	1938,73	3290,78	6379933,91
9	Fourniture et pose de conduite en PEHD Φ 125 mm 10 bars	ML	507,20	1564,40	793462,67
10	Fourniture et pose de conduite en PEHD Φ 110 mm 10 bars	ML	1669,89	824,99	1377649,23
11	Fourniture et pose de conduite en PEHD Φ 90 mm 10 bars	ML	1947,90	553,88	1078898,96
12	Fourniture et pose de conduite en PEHD Φ 75 mm 10 bars	ML	961,55	449,12	431849,41
13	Fourniture et pose de conduite en PEHD Φ 63 mm 10 bars	ML	1180,75	316,96	374252,88
14	Fourniture et pose de conduite en PEHD Φ 50 mm 10 bars	ML	4063,91	199,03	808823,75
15	Fourniture et pose de conduite en PEHD Φ 40 mm 10 bars	ML	3655,59	130,82	478238,91
16	Fourniture et pose de conduite en PEHD Φ 32 mm 10 bars	ML	2737,30	83,75	229259,82
17	Fourniture et pose de conduite en PEHD Φ 25 mm 10 bars	ML	590,84	54,18	32011,71
18	Fourniture et pose de conduite en PEHD Φ 20 mm 10 bars	ML	796,50	48,33	38494,85
19	Fourniture et pose de dispositif de ventouse automatique DN80 PN10	U	2	33000,00	66000,00
20	Fourniture et pose de pompe immergée, Q= 48 l/s HMT= 12,31m	U	1	226000,00	226000,00
21	Fourniture et pose de pompe immergée, Q= 24 l/s HMT= 12,31m	U	1	174000,00	174000,00
22	Fourniture et pose de G.E.P Horizontal, Q= 72 l/s HMT= 51,9m	U	1	295000,00	295000,00
23	Fourniture et pose de G.E.P Horizontal, Q= 56,59 l/s HMT= 41,82 m	U	1	278000,00	278000,00
24	Réalisation de réservoir pour la station de pompage Volume 700 m3 y compris la chambre des pompes	U	1	6300000,00	6300000,00
25	Réalisation de réservoir pour la station de pompage Volume 50 m3 y compris la chambre des pompes	U	1	1900000,00	1900000,00
26	Réalisation de réservoir pour distribution ou accumulation Volume 1300 m3	U	1	12600000,00	12600000,00
MONTANT H.T					103363599,89
T.V.A. 17%					17571811,98
MONTANT T.T.C					120935411,88

VII.5. Conclusion

A travers ce chapitre on a peut déterminer les quantités des différents travaux à effectuer, ainsi estimer le coût globale de projet qui s'élève à **cent vingt millions neuf cent trente-cinq mille quatre cent onze dinars.**

Conclusion générale

Conclusion générale

Au cours de ce présent travail, nous pensons avoir cerné les différentes phases de conception et de l'étude d'un projet d'alimentation en eau potable, afin de répondre aux besoins en eau de la population.

Après avoir estimé les différents besoins en eau aux différents horizons, nous avons constaté que le débit journalier fourni par les forages existants dans la zone d'étude sera bien loin d'être satisfaisant par rapport à la demande à long terme (2045). Dans le but de remédier à ce problème, il a été préconisé de renforcer la chaîne d'alimentation en eau potable par un piquage à partir du réservoir de 5000 m³ qui est en phase de construction, avec un débit d'exploitation de 130.85 m³/h.

En se référant au plan topographique, il a été constaté qu'une partie de l'agglomération à desservir est située à une altitude supérieure à celle du réservoir existant ; pour cela, un réservoir de 1300 m³ est projeté afin d'assurer la pression nécessaire pour les consommateurs de cette zone.

Pour relever les eaux jusqu'aux réservoirs de stockage et à l'aide du logiciel KSB, quatre pompes ont été prévues dont deux immergées pour les forages, et deux pompes centrifuges pour les stations de reprise. Afin d'assurer la continuité de l'alimentation, une pompe de secours et un groupe électrogène sont nécessaires pour chaque station. Des dispositifs d'automatisation seront installés pour faciliter l'exploitation du réseau.

Après l'étude du coup de bélier, il s'est avéré que des dépressions peuvent survenir dans les tronçons F3-SR1 et SR2-R2, pour cela on prévoit l'installation de deux ventouses au niveau des deux tronçons. La protection des conduites de l'adduction contre la corrosion sera assurée par une protection cathodique.

Le dimensionnement du réseau de distribution des lotissements TOUARES a été effectué avec le logiciel de simulation EPANET. Pour ajuster notre réseau aux conditions de fonctionnement adéquates, plusieurs itérations ont été effectuées.

Un devis estimatif a été élaboré pour estimer les quantités des différents travaux ainsi que le coût global du projet qui est approximativement de 120 935 411,88 DA.

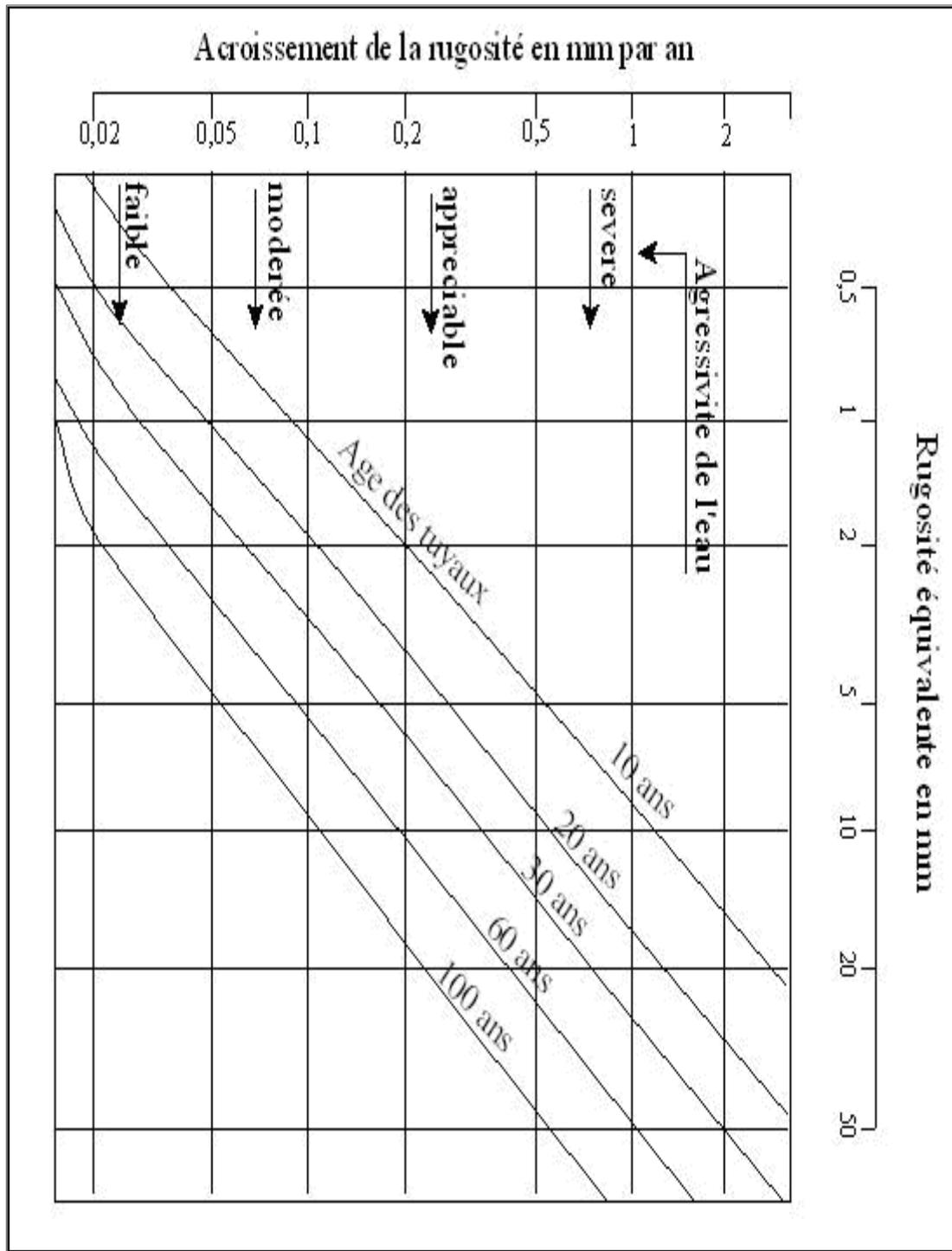
À la lumière de ce modeste travail, nous souhaitons avoir répondu à l'objectif fixé au départ qui est l'étude de l'alimentation en eau potable des lotissements TOUARES de la ville de DRAA BEN-KHEDDA, nous espérons que ce mémoire sera utile aux études à venir dans le domaine de l'alimentation en eau potable.

Références bibliographiques

- [1] fr.Wékipidia.org/wiki/Draa ben-khedda.
- [2] **ZATOUT K.**, «Diagnostic du réseau d'AEP de la ville de Draa Ben-Khedda (w) Tizi-Ouzou,», *Projet de fin d'études, Ingéniorat*, ENSH, Blida, 2010.
- [3] «Service de l'APC et subdivision de Draa Ben-Khedda».
- [4] «Service météorologique de la wilaya de Tizi-Ouzou».
- [5] **Moussa M.**, «Alimentation en eau potable,» Ecole nationale d'ingénieurs de Tunis, 2002.
- [6] **VALIRON F.**, «Gestion des eaux, alimentation en eau et assainissement,» Ecole nationale des ponts et des chaussés, 1989.
- [7] **VALIRON F.**, «Mémento du grstionnaire de l'alimentation en eau et de l'assainissement Tome 1,» *Edition technique et documentation Lavoisier*, 1994.
- [8] **DUPONT A.**, «hydraulique urbaine Tome 2,» *Edition Eyrolles*, 1979.
- [9] **SADOUNE A.** et **HAMID D.**, «Etude du raccordement de la station de désalement d'eau de mer de l'oued Sebt Daira de Cherrhell (w) Tipaza,», *Projet de fin d'études, DEUA*, Université de Béjaia, Béjaia, 2008.
- [10] **BONNIN J.**, Hydraulique urbaine appliquée aux agglomérations de petite et moyenne importance,*Edition Eyrolles*, 1977.
- [11] **CARLIER M.**, Hydraulique générale et appliquée, *Edition Eyrolles*, Paris, 1989.
- [12] **BENDAHMANE B.** et **OUBELGHA N.**, «Renforcement de l'AEP de OUADIAS et Tagmount El Djid à partir de Takhoukt (W) Tizi-Ouzou,», *Projet de fin d'études, Ingéniorat*, Université de Béjaia, Béjaia, 2007.
- [13] **PERNES P.**, Hydraulique unidimensionnelle partie 2, *Edition Cemagref*, Massy 2004.
- [14] **BOURRIER R.** et **SELMY B.**, Technique de la gestion et de la distribution de l'eau, *Edition Le Moniteur*, Paris, 2011.
- [15] **ZERRAGA A.**, «Eude de la chaine d'adduction de la commune Draa El Gaid (W) Béjaia,»,*Mémoire de fin d'études, Master*, Université de Béjaia, Béjaia, 2009.
- [16] **BENNIS S.**, «Hydrulique et hydrologie,», *Edition Presse*, Québec, 2009.
- [17] **LENCASTRE A.**, «Hydraulique générale,» *Edition Eyrolles*, Paris, 2005.
- [18] **HAMMI S.** et **YAHIAOUI S.**, «Alimentation en eau potable du centre de l'Ouracia wilaya de Sétif,», *Mémoire de fin d'études, Ingéniorat*, Université de Béjaia, Béjaia, 2011.

Annexes

Annexe (2): Abaque de PETER LAMON





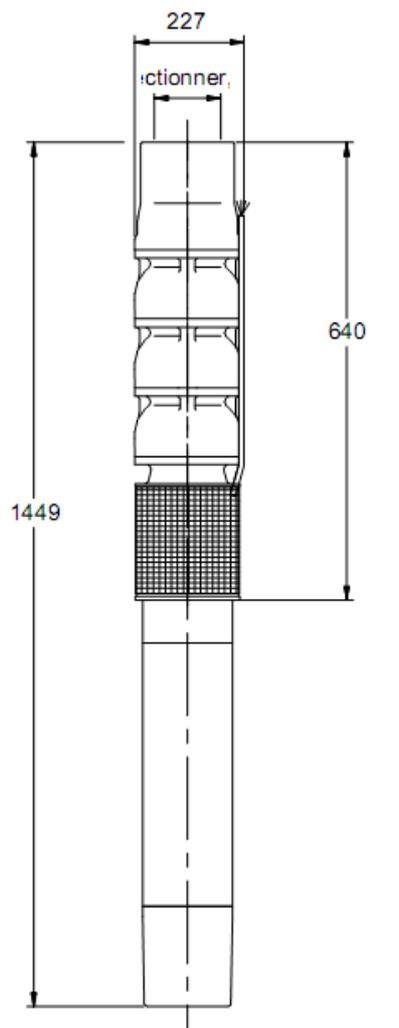
PLAN D'INSTALLATION

N° de poste client:
 Date de communication: 22/04/2016
 Nr de doc.: Offre rapide
 Quantité: 1

Numéro: ES 2
 Poste:200
 Date: 22/04/2016
 Page: 1 / 1

UPA 250C-150/1I UMA 150E 13/21
 Pompe immergée

No. de version: 1



Le dessin n'est pas à l'échelle

côtes en mm

Moteur

Constructeur moteur	KSB
Taille moteur	150E
Puissance moteur	10,00 kW
Nombre de pôles	2
Vitesse de rotation	2860 rpm

Raccordements

Refoulement DN2	Sélectionner,svp. /
	Sélectionner,svp.
Pression nominale refoul.	Sélectionner,svp.

Remarque :

Les cotes indiquées
 représentent l'exécution
 sélectionnée, la
 présentation par contre
 est symbolique.

Poids net

enveloppe	0 kg
Pompe	67 kg
Moteur, câble	56 kg
Total	123 kg

Raccorder les tuyauteries sans contrainte !

Pour les raccords auxiliaires, voir plan séparé.



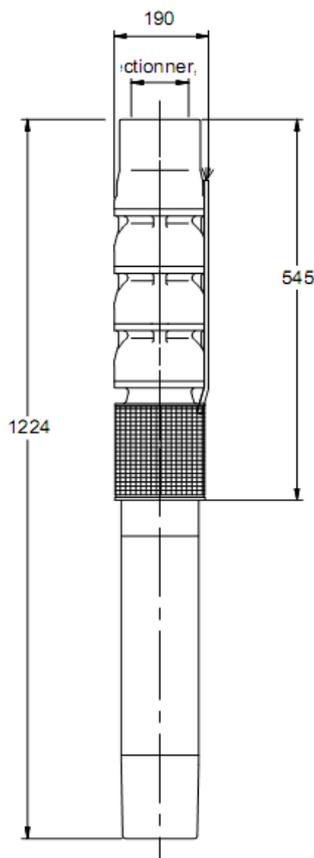
PLAN D'INSTALLATION

N° de poste client:
 Date de communication: 22/04/2016
 Nr de doc.: Offre rapide
 Quantité: 1

Numéro: ES 2
 Poste:500
 Date: 22/04/2016
 Page: 1 / 1

UPA 200B-130/1g UMA 150E 5/21
 Pompe immergée

No. de version: 1



Le dessin n'est pas à l'échelle

Côtes en mm

Moteur

Constructeur moteur KSB
 Taille moteur 150E
 Puissance moteur 5,50 kW
 Nombre de pôles 2
 Vitesse de rotation 2915 rpm

Raccordements

Refoulement DN2
 Sélectionner,s
 vp. /
 Sélectionner,svp
 Pression nominale refoul.
 Sélectionner,svp

Remarque : Les cotes indiquées représentent l'exécution sélectionnée, la présentation par contre est symbolique.

Poids net

enveloppe 0 kg
 Pompe 37 kg
 Moteur, câble 43 kg
 Total 80 kg

Raccorder les tuyauteries sans contrainte !

Pour les raccords auxiliaires, voir plan séparé.

Annexe (6) : Caractéristiques de la pompe de SR1

PLAN D'INSTALLATION

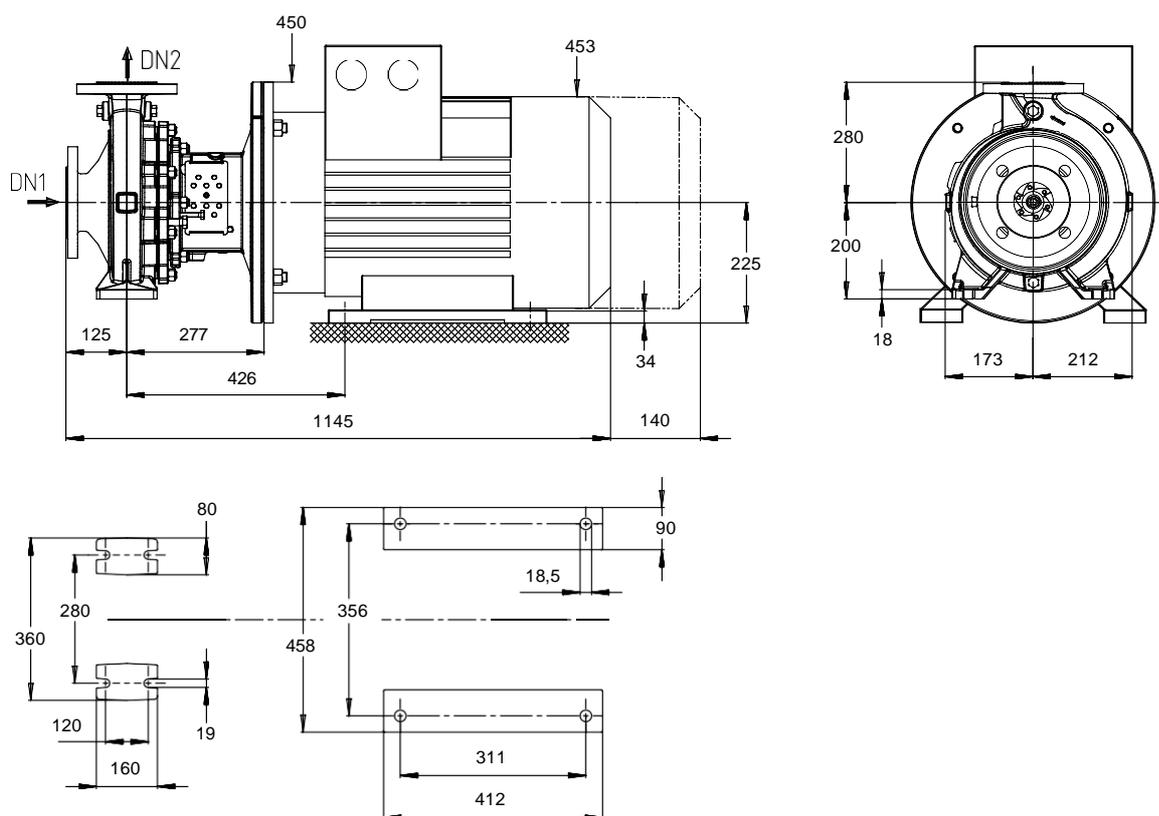


N° de poste client:
Date de communication: 22/04/2016
Nr de doc.: Offre rapide
Quantité: 1

Numéro: ES 2
Poste:100
Date: 22/04/2016
Page: 1 / 1

ETB 125-100-200 GG AA11D304502 BM
Pompe centrifuge basse pression Etabloc

No. de version: 1



Le dessin n'est pas à l'échelle

Côtes en mm

Moteur

Constructeur moteur	KSB-Moteur
Taille moteur	225M
Puissance moteur	45,00 kW
Nombre de pôles	2
Vitesse de rotation	2960 rpm
Position de la boîte à bornes	0°/360° (en haut)

Vue sur la bride d'aspiration

Raccordements

Diamètre nominal aspiration	DN 125 / EN1092-2
DN1	
Refoulement DN2	DN 100 / EN1092-2
Pression nominale asp.	PN 16
Pression nominale refoul.	PN 16

Poids net

Pompe	90 kg
Moteur	416 kg
Total	506 kg

Raccorder les tuyauteries sans contrainte !

Pour les raccords auxiliaires, voir plan séparé.

Annexe (7) : Caractéristiques de la pompe de SR2

PLAN D'INSTALLATION

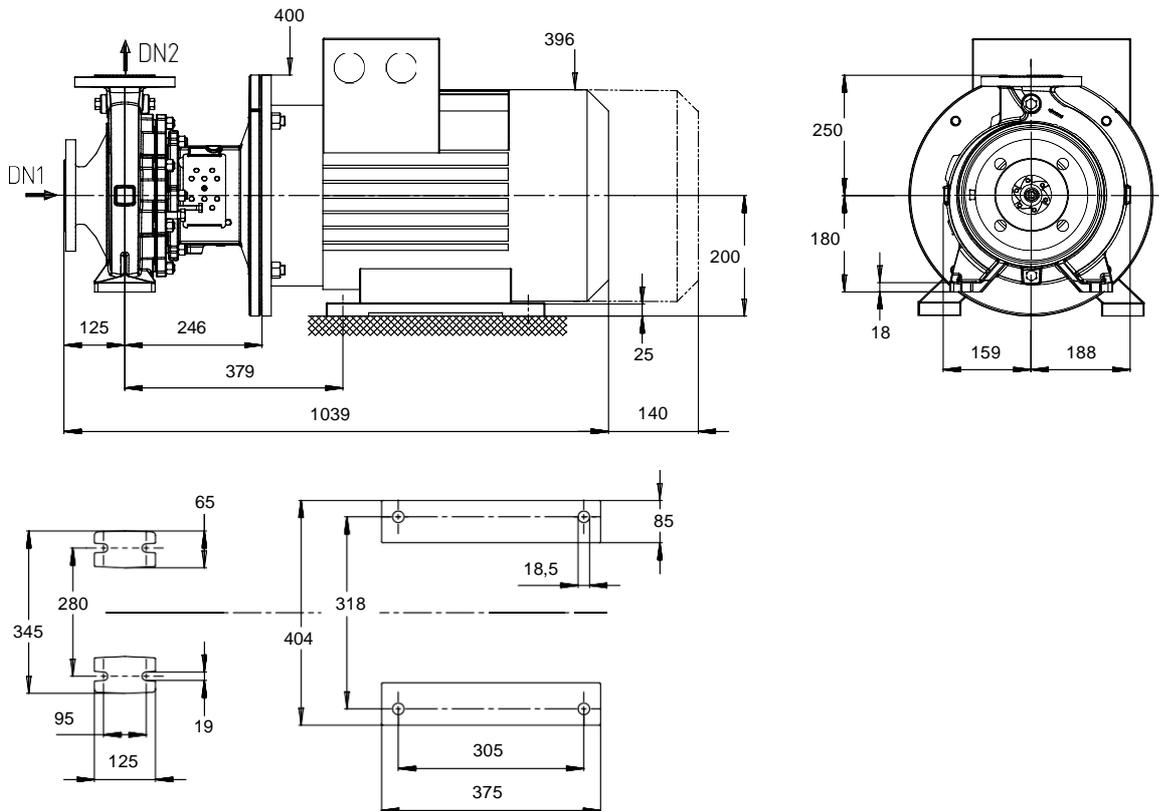


N° de poste client:
Date de communication: 22/04/2016
Nr de doc.: Offre rapide
Quantité: 1

Numéro: ES 2
Poste:400
Date: 22/04/2016
Page: 1 / 1

ETB 100-080-200 GG AA11D303002 BM
Pompe centrifuge basse pression Etabloc

No. de version: 1



Le dessin n'est pas à l'échelle

Côtes en mm

Moteur

Constructeur moteur	KSB-Moteur
Taille moteur	200L
Puissance moteur	30,00 kW
Nombre de pôles	2
Vitesse de rotation	2957 rpm
Position de la boîte à bornes	0°/360° (en haut)

Vue sur la bride d'aspiration

Raccordements

Diamètre nominal aspiration	DN 100 / EN1092-2
DN1	
Refoulement DN2	DN 80 / EN1092-2
Pression nominale asp.	PN 16
Pression nominale refoul.	PN 16

Poids net

Pompe	70 kg
Moteur	225 kg
Total	295 kg

Raccorder les tuyauteries sans contrainte !

Pour les raccords auxiliaires, voir plan séparé.

Annexe (8): Diamètre extérieur, épaisseur et pression nominal des conduites en acier

Dex (mm)	e (mm)	PN
60	2,3	35 bars
80	2,6	35 bars
100	3,2	35 bars
150	3,6	35 bars
200	4,5	35 bars
250	4,8	35 bars
300	5,2	35 bars
350	5,6	35 bars
400	6,3	35 bars
450	7,1	35 bars
500	8	35 bars

Annexe (9): Différents débits de Réseau 2

N° de Nœud	Tronçon	Longueur (m)	Q _{sp} (l/s/ml)	Q _r (l/s)	Q _n (l/s)
2	7-2	243,2	0,00684	1,664	0,928
	2-3	28,1		0,192	
3	3-4	46,9		0,321	1,017
	2-3	28,1		0,192	
	3-37	222,3		1,521	
4	3-4	46,9		0,321	1,246
	4-5	48,4		0,331	
	4-38	268,8		1,839	
5	5-6	47,6		0,326	1,073
	4-5	48,4		0,331	
	5-39	217,56		1,489	
6	5-6	47,6		0,326	0,978
	6-11	238,1		1,629	
7	8-7	147		1,006	2,631
	7-2	243,2		1,664	
	7-26	378,9		2,593	
8	9-8	58,1		0,398	0,762
	8-7	147		1,006	
	16-8	17,6		0,120	
9	10-9	19,1		0,131	1,052
	9-8	58,1		0,398	
	9-40	230,4		1,577	
10	11-10	54,6		0,374	0,622
	10-9	19,1		0,131	
	10-12	108,2	0,740		
11	6-11	238,1	1,629	1,540	
	11-10	54,6	0,374		
	11-46	157,4	1,077		
12	12-44	134	0,917	0,993	
	10-12	108,2	0,740		
	12-13	48,1	0,329		
13	13-45	91,3	0,625	0,655	
	12-13	48,1	0,329		
	13-14	51,9	0,355		
14	14-43	207,8	1,422	2,273	
	13-14	51,9	0,355		
	14-15	46,5	0,318		
15	15-42	109,9	0,752	1,465	
	14-15	46,5	0,318		
	15-20	271,8	1,860		
16	17-16	53,9	0,369	1,063	
	16-8	17,6	0,120		
	16-41	239,1	1,636		

Annexe (9) : Différents débits de réseau 2 (suite)

N° de Nœud	Tronçon	Longueur (m)	Q _{sp} (l/s/ml)	Q _r (l/s)	Q _n (l/s)
17	18-17	205	0,00684	1,403	1,624
	19-17	215,9		1,477	
	17-16	53,9		0,369	
18	27-18	286,3		1,959	2,683
	18-17	205		1,403	
	18-52	292,9		2,004	
19	22-19	248,6		1,701	2,025
	19-17	215,9		1,477	
	20-19	127,4		0,872	
20	15-20	271,8		1,860	1,366
	20-19	127,4		0,872	
21	22-21	38,5		0,263	2,486
	21-51	182,07		1,246	
	21-50	169,1		1,157	
22	23-22	58,8		0,402	2,336
	22-19	248,6		1,701	
	22-21	38,5		0,263	
23	24-23	15,6		0,107	1,110
	23-22	58,8		0,402	
	23-49	250		1,711	
24	24-23	15,6		0,107	1,175
	24-31	242,7		1,661	
	62-24	85,2		0,583	
25	26-25	65,6		0,449	1,707
	25-27	38,7		0,265	
	29-25	223		1,526	
	25-54	171,7		1,175	
26	7-26	378,9		2,593	3,081
	26-25	65,6		0,449	
	26-28	455,9		3,120	
27	25-27	38,7	0,265	1,180	
	27-18	286,3	1,959		
	27-62	20	0,137		
28	26-28	455,9	3,120	3,064	
	28-29	84,7	0,580		
	28-35	354,8	2,428		
29	28-29	84,7	0,580	2,261	
	29-25	223	1,526		
	29-30	52,6	0,360		
	29-59	300,5	2,056		
30	31-30	52,7	0,361	1,650	
	30-29	52,6	0,360		
	30-35	376,9	2,579		

Annexe (9) : Différents débits de réseau 2 (suite)

N° de Nœud	Tronçon	Longueur (m)	Q _{sp} (l/s/ml)	Q _r (l/s)	Q _n (l/s)
31	24-31	242,7	0,00684	1,661	4,541
	31-30	52,7		0,361	
	31-32	62,9		0,430	
	31-58	217,4		1,488	
32	31-32	62,9		0,430	5,396
	32-33	43,2		0,296	
	32-57	234,1		1,602	
33	32-33	43,2		0,296	3,507
	33-34	43,3		0,296	
	33-56	226,3		1,549	
34	33-34	43,3		0,296	1,733
	34-55	236,4		1,618	
35	30-35	376,9		2,579	3,607
	38-35	354,8		2,428	
	35-36	69,3		0,474	
36	35-36	69,3		0,474	2,006
	36-60	46,6		0,319	
	36-61	217,3		1,487	
37	3-37	222,3		1,521	0,761
38	4-38	268,8		1,839	0,920
39	5-39	217,56		1,489	0,744
40	9-40	230,4		1,577	0,788
41	16-41	239,1		1,636	0,818
42	15-42	109,9		0,752	0,376
43	14-43	207,8		1,422	3,162
	43-48	193		1,321	
	43-47	165,2		1,130	
44	12-44	134		0,917	0,458
45	13-45	91,3		0,625	0,312
46	11-46	157,4	1,077	0,539	
47	43-47	165,2	1,130	0,565	
48	43-48	193	1,321	0,660	
49	23-49	250	1,711	0,855	
50	21-50	169,1	1,157	0,579	
51	21-51	182,07	1,246	0,623	
52	18-52	292,9	2,004	1,002	
53	62-53	198,7	1,360	0,680	
54	25-54	171,7	1,175	0,587	
55	34-55	236,4	1,618	0,809	
56	33-56	226,3	1,549	0,774	
57	32-57	234,1	1,602	0,801	
58	31-58	217,4	1,488	0,744	
59	29-59	300,5	2,056	1,028	

Annexe (9) : Différents débits de réseau 2 (suite)

N° de Nœud	Tronçon	Longueur (m)	Q _{sp} (l/s/ml)	Q _r (l/s)	Q _n (l/s)
60	36-60	46,6	0,00684	0,319	0,159
61	36-61	217,3		1,487	0,743
62	27-62	20		0,137	1,040
	62-24	85,2		0,583	
	62-53	198,7		1,360	

Annexe (10): Diamètre intérieur et extérieur des conduites en PEHD PN10

Dex (mm)	Din (mm)	e (mm)
200	176,2	23,8
160	141	19
125	110,2	14,8
110	96,2	13,8
90	79	11
75	63,8	11,2
63	53,6	9,4
50	42,6	7,4
40	34,6	5,4
32	27,2	4,8
25	21	4
20	16	4

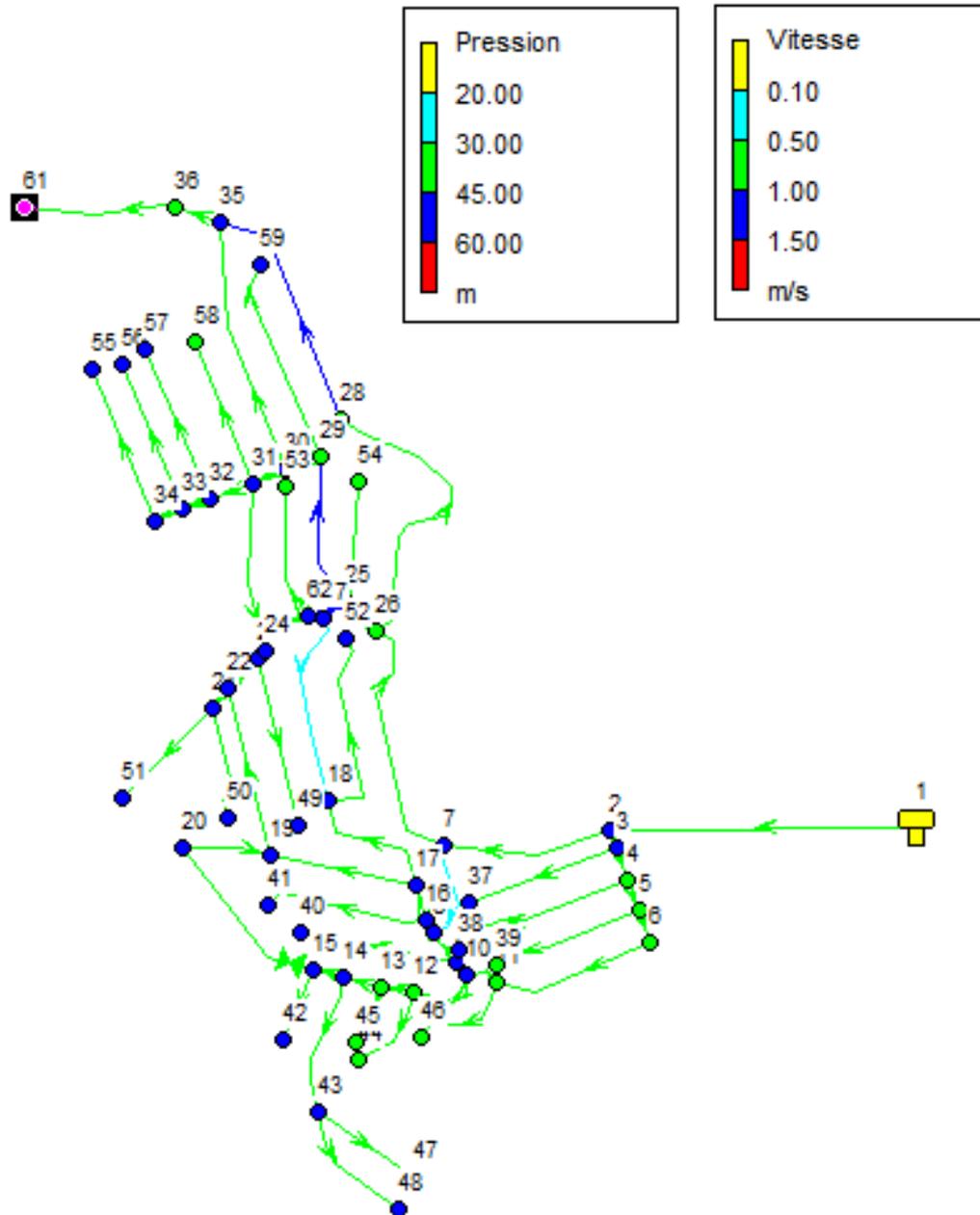
Annexe (II): Répartition des résultats pour chaque tronçon du Réseau 2

Tronçon	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Tronçon	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)
1-2	438,9	400	87,31	0,69	12-44	134	32	0,46	0,79
3-4	46,9	250	37,47	0,76	13-45	91,3	32	0,31	0,54
5-6	47,6	250	33,49	0,97	14-43	207,8	90	4,34	0,88
6-11	238,1	250	32,51	0,94	43-48	193	40	0,66	0,59
11-10	54,6	250	30,43	0,62	43-47	165,2	40	0,56	0,51
10-9	19,1	200	11,32	0,72	15-42	109,9	32	0,38	0,65
9-8	58,1	200	9,48	0,61	10-12	108,2	200	18,5	0,76
8-7	147	50	0,58	0,49	12-13	48,1	200	17,05	0,7
7-2	243,2	250	47,13	0,96	13-14	51,9	200	16,08	0,66
4-5	48,4	250	35,31	0,72	14-15	46,5	200	9,47	0,61
7-26	378,9	250	43,92	0,89	15-20	271,8	125	7,63	0,8
26-25	65,6	250	31,94	0,92	20-19	127,4	125	6,26	0,66
25-27	38,7	75	4,19	1,31	18-52	292,9	50	1	0,7
27-18	286,3	50	0,25	0,48	23-49	250	50	0,86	0,6
18-17	205	90	3,43	0,7	22-21	38,5	90	3,69	0,75
2-3	28,1	250	39,25	0,8	21-51	182,07	40	0,62	0,56
26-28	455,9	200	8,9	0,57	21-50	169,1	40	0,58	0,52
29-25	223	200	25,46	1,04	25-54	171,7	40	0,59	0,53
24-23	15,6	40	1,39	1,25	27-62	20	63	2,76	1,22
23-22	58,8	40	0,57	0,52	62-24	85,2	40	1,04	0,93
24-31	242,7	63	1,53	0,68	62-53	198,7	40	0,68	0,61
31-30	52,7	200	19,84	0,81	31-32	62,9	200	13,02	0,83
30-29	52,6	200	22,21	0,91	32-33	43,2	110	6,82	0,72
22-19	248,6	110	6,6	0,91	33-34	43,3	90	2,54	0,52
19-17	215,9	75	2,36	0,74	34-55	236,4	50	0,81	0,57
17-16	53,9	110	7,41	0,78	33-56	226,3	50	0,77	0,54
16-8	17,6	110	9,3	0,98	32-57	234,1	50	0,8	0,56
16-41	239,1	50	0,82	0,57	31-58	217,4	50	0,74	0,52
9-40	230,4	50	0,79	0,55	29-59	300,5	50	1,03	0,72
3-37	222,3	50	0,76	0,53	30-35	376,9	40	0,72	0,65
4-38	268,8	50	0,92	0,65	28-35	354,8	90	5,79	1,18
5-39	217,56	50	0,74	0,52	35-36	69,3	90	2,91	0,59
11-46	157,4	32	0,54	0,93	36-61	217,3	50	0,74	0,52

Annexe (12): Répartition des résultats au niveau de chaque nœud du Réseau 2

Nœud	Altitude (m)	Charge (m)	Pression (m)	Nœud	Altitude (m)	Charge (m)	Pression (m)
Nœud 2	56,31	104,88	48,57	Nœud 33	45,4	100,98	55,58
Nœud 3	56,1	104,82	48,72	Nœud 34	43,57	100,81	57,24
Nœud 4	63,1	104,73	41,63	Nœud 35	47,52	96,14	48,62
Nœud 5	63,4	104,65	41,25	Nœud 36	55,72	95,8	40,08
Nœud 6	67,4	104,48	37,08	Nœud 37	49,5	102,87	53,37
Nœud 7	49,85	104,17	54,32	Nœud 38	55,3	101,43	46,13
Nœud 8	49,63	103,38	53,75	Nœud 39	65,66	102,81	37,15
Nœud 9	55,06	103,52	48,46	Nœud 40	55,6	101,37	45,77
Nœud 10	58,38	103,59	45,21	Nœud 41	41,22	100,85	59,63
Nœud 11	68,3	103,66	35,36	Nœud 42	42,5	100,54	58,04
Nœud 12	64,79	103,28	38,49	Nœud 43	48,5	100,95	52,45
Nœud 13	58,78	103,16	44,38	Nœud 44	67,2	99,16	31,96
Nœud 14	53,35	103,04	49,69	Nœud 45	68,9	101,73	32,83
Nœud 15	49,13	102,92	53,79	Nœud 46	60,9	97,19	36,29
Nœud 16	48,5	103,23	54,73	Nœud 47	53,1	99,39	46,29
Nœud 17	45,62	102,94	57,32	Nœud 48	50,8	98,55	47,75
Nœud 18	52,59	101,59	49	Nœud 49	47,4	95,58	48,18
Nœud 19	39,31	100,9	59,59	Nœud 50	38,1	96,89	58,79
Nœud 20	35,85	101,4	57,55	Nœud 51	34,8	96,51	57,71
Nœud 21	39,01	98,55	59,54	Nœud 52	52,3	97,4	45,1
Nœud 22	40	98,84	58,84	Nœud 53	54,1	98,78	44,68
Nœud 23	42,01	98,27	56,26	Nœud 54	58,3	101,26	42,96
Nœud 24	42,88	99,01	56,13	Nœud 55	49,9	98,5	48,6
Nœud 25	53	102,99	49,99	Nœud 56	50	98,93	48,93
Nœud 26	61,7	103,21	41,51	Nœud 57	51,11	98,93	47,82
Nœud 27	48,7	101,96	53,26	Nœud 58	55,5	99,63	44,13
Nœud 28	63,41	102,18	38,77	Nœud 59	45,6	97,34	51,74
Nœud 29	61,94	101,84	39,9	Nœud 60	50,07	92,98	42,91
Nœud 30	55,65	101,63	45,98	Nœud 61	51,15	93,97	42,82
Nœud 31	50,9	101,46	50,56	Nœud 62	47,52	101,38	53,86
Nœud 32	47,8	101,18	53,38				

Annexe (13): Etat des arcs et des nœuds après la simulation du Réseau 2



Résumé

Ce présent travail consiste à l'étude de l'alimentation en eau potable des lotissements TOUARES de la ville de DRAA-BEN-KHEDDA afin de subvenir en qualité et en quantité aux besoins croissants des consommateurs jusqu'à l'horizon 2045. Comme toute étude classique, elle est divisée en plusieurs parties dont : l'estimation des besoins à l'horizon d'étude, les réservoirs, l'adduction, les pompes, la protection des conduites et le dimensionnement du réseau de distribution.

Mots clés : réseau maillé, réseau ramifié, pression, réservoir, coup de bélier.

Abstract

This report represents TOUARES lottings (city of DRAA-BEN-KHEDDA) water supply system study, which is done in order to provide water of quality and quantity for the growing consumers until 2045. As every classical study, it is divided to several parts, which principally are: water needed quantities estimation, reservoirs, canalization, pumps, pipelines protection and distribution network calculation.

Key words: mesh network, network branches, pressure, tank, hammer.

ملخص

تتمثل هذه المذكرة في دراسة تزويد أحياء توارس لمدينة ذراع بن خدة بالماء الشروب من أجل التلبية الكمية والنوعية للطلب المتزايد من طرف المستهلكين و ذلك حتى سنة 2045. ككل دراسة تقليدية، تنقسم إلى عدة أجزاء أهمها: تقييم الاحتياجات من الماء، الخزانات، قناة التزويد، المضخات، حماية القنوات و شبكة التوزيع.

كلمات البحث: شبكة متداخلة، تفرعت الشبكة، خزان الضغط، المطرقة المائية.