



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

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

Présenté par :

Mr: BAUCHE Mustapha

Mr: ATOUI Billel

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

Option : **Hydraulique Urbaine**

INTITULE:

ETUDE D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE DU CENTRE OULED SIDI H'CEN COMMUNE DE GHAILASSA WILAYA DE BORDJ BOU ARRERIDJ

Soutenu le **23 /06 /2016** devant le jury composé de :

- Président : **Mr : HAMCHAOUI. S**
- Promoteur (s): **Mr : IKNI. T**
- Examineur (s): **Mr : HAMMOUCHE. A**

Remerciement



Tout d'abord nous remercions le DIEU le plus puissant, de nous avoir donné le courage et la patience pour mener ce travail à terme.

Au terme de cette modeste étude, nous tenons à exprimer nous profonde gratitude et nous vifs remerciements à

Mr IKNI.T (notre promoteur) qui nous a proposé ce sujet. Il nous a accordé ce qu'est le plus précieux, son temps, et son attention.

Nous le remercions pour son aide et sa disponibilité.

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

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

Merci



Mustapha et Billel

Juin 2016

Dédicace

Je dédie ce travail en guise de reconnaissance et de remerciement à ma chère mère ZAHIA, qui m'a porté dans son ventre pendant près de neuf mois, celle qui m'a amené dans cette vie et m'a offert tant d'affection, à mon adorable père AKLI, pour les sacrifices et leur soutien moral et matériel dont ils ont fait preuve pour je réussisse, à mes chers frères SAMIR, ABD EL KARIM et mes sœurs SOUHILA KARIMA et HOUDA, à ma chère grand-mère HADA, à les enfant de mes sœur MOUMOUH, ISSELAM, SALSSABIL, SAFA, MARWA, RITAGE, à toute ma famille BAUCHE.

A tous mes amis FATAH, MOURAD, AZZEDINE, ZOUBIR, TAHAR, LYAZID, ADEL, HICHAM.

Et à tous mes amis qui sont à l'intérieur et l'extérieur du pays.

À toutes mes adorables que j'ai connues pendant toute ma vie...



Mustapha

Dédicace

*Je dédie ce travail en guise de reconnaissance et de remerciement à ma chère mère **KHALIDA** qui m'a porté dans son ventre pendant près de neuf mois, celle qui m'a amené dans cette vie et m'a offert tant d'affection, à mon adorable père **HACENE**, à mon frère **OUSSAMA** et à mes chères sœurs **WIDAD, SOUHILA, SOUAD, ASSIA**, et à mes oncles maternelle à mes tantes maternelle, à mes oncles paternelle, à mes tantes paternelle, et à mes poussins, **ABDO, ATEF, TAKOUA, SOUNDES, MOUADH, OUASSIM**, et à les beaux garçons de famille, **MOUHAMED, YAAKOUB, HAMZA, SAMI, WALID, ZOHIR, NABIL, SOUFIENE** et à les maris des mes sœurs, **NOURI, LEKHMISSI, ADEL**, et mes amis **MOULOUD, HAMZA, KHALIL, HOCINE, ABD EL GHANI, MAHDI, CHERGUI, YOUNES, MOURAD, AZDINE, ZOUBIR, BRAHIM, HICHEM**.*

*ET à tout la famille **ATOUI***

À toutes mes adorables que j'ai connues pendant toute ma vie...

BILLET....

Sommaire

Introduction générale.....	1
Chapitre I : Présentation de la zone d'étude	
I.1.Introduction.....	3
I.2. Situation géographique	3
I.3. Situation climatique	4
I.3.1. La pluviométrie	4
I.3.2. La pluie.....	5
I.3.3. Les températures	5
I.3.4. Les vents.....	5
I.3.5. Gelée Grêle Nébulosité :	6
I.3.6. Géologiques.....	6
I.4. Conclusion	6
Chapitre II : Estimation des besoins	
II.1. Introduction	7
II.2. Démographie et évolutions des besoins en eau	7
II.3. Démographie	7
II.3.1 Population	7
II.3.2. période envisagé par l'étude	7
II.3.3. Estimation de la population future	7
II.3.4. Evolution de la population du centre	8
II.4. Evaluation des besoins en eau	8
II.4.1. Besoins en eau potable.....	8
II.4.2. Besoins en eau par catégorie.....	8
II.5. Évaluation de la consommation moyenne journalière.....	8
II.5.1. La consommation moyenne journalière domestique	9
II.5.1.1. Besoins domestiques.....	9
II.5.1.2. Besoin public	9
II.5.2. La consommation moyenne journalière des différents équipements.....	10
II.5.2.1. Besoins scolaires.....	10
II.5.2.2. Besoins sanitaires	10
II.5.2.3. Besoins socioculturels	10
II.5.2.4. Besoins administratifs.....	10

II.5.2.5. Autres besoins.....	11
II.5.3. Récapitulation de La consommation moyenne journalière totale.....	11
II.6. Etude des variations de la consommation.....	12
II.6.1. Etude de la variation journalière	12
II.6.1.1. La consommation maximale journalière ($Q_{\max,j}$).....	12
II.6.1.2. La Consommation minimale journalière ($Q_{\min,j}$).....	12
II.6.1.3. Variation de la consommation horaire.....	12
II.6.1.4. Récapitulation des variations journalières de la consommation en eau potable.....	13
II.6.2. Etude de la variation horaire	14
II.7. Conclusion	17

Chapitre III : Les réservoirs

III.1. Introduction	18
III.2. Rôles du réservoir.....	18
III.3. Equipement du réservoir	18
III.3.1. Conduite d'arrivé ou d'alimentation.....	19
III.3.2. Conduite de départ ou de distribution.....	20
III.3.3. Conduite de trop-plein	20
III.3.4. Conduite de décharge ou de vidange	20
III.3.5. Conduite by-pass	20
III.4. Vérification de la capacité des réservoirs à l'horizon futur	20
III.4.1. Méthode graphique	20
III.4.2. Méthode analytique	21
III.5. Le calcul de la capacité des réservoirs par la méthode analytique.....	21
III.5.1. Capacité de la bache d'eau (station de pompage saakta).....	21
III.5.2. Capacité de station de reprise	23
III.5.2.1. Dimensionnement de la bache d'eau de station de reprise.....	24
III.5.3. Capacité du réservoir	24
III.5.3.1. Diamètre du réservoir de 250 m ³	25
III.5.3.2. Diamètre du réservoir de 150 m ³	26
III.8. Conclusion.....	26

Chapitre IV : Adduction

IV.1. Introduction.....	27
IV.2. Choix de types de conduites.....	27
IV.3. Trace des conduites d'adductions	28

IV.4. Description de schéma d'adduction	28
IV.5. Etude Technico-Economie des diamètres de refoulement	30
IV.5.1. Calcule de diamètre économique	30
IV.5.2. Les paramètres hydrauliques	30
IV.5.2.1. Calcul de la vitesse.....	30
IV.5.2.2. Calcul des pertes de charge	30
IV.5.2.3. Rugosité absolue (K).....	31
IV.5.2.4. Rugosité relative K/D.....	32
IV.5.2.5. Nombre de REYNOLDS	32
IV.5.2.6. Pertes de charges singulières (locales).....	32
IV.5.2.7. Pertes de charges totales.....	32
IV.5.3. Calcul de la hauteur manométrique totale	33
IV.5.4. Les paramètres économiques.....	33
IV.5.4.1. Calcul des frais d'exploitation	33
IV.5.5. Prix de l'énergie (exploitation).....	34
IV.5.6. Amortissement.....	34
IV.5.6.1. Frais d'amortissement	34
IV.5.7. Prix unitaire des différents diamètres	34
IV.6. Calcul les diamètres économiques	35
IV.6.1. Adduction gravitaire.....	35
IV.6.2. Adduction par refoulement.....	36
IV.7. Conclusion	41
Chapitre V : Les pompes	
V.1. Introduction	42
V.2. Choix de la pompe.....	42
V.3. Différentes types de pompe	42
V.4. Éléments de base pour le calcul et le choix des pompes	42
V.4.1. Hauteur manométrique totale	42
V.4.2. Courbe caractéristique d'une pompe	43
V.4.2.1. Puissance absorbée	43
V.4.2.2. Le rendement	43
V.5. Point de fonctionnement.....	43
V.6. La cavitation	45
V.6.1. Pression absolue minimale admissible à l'aspiration (NPSHD).....	46

V.6.2. NPSH requis	46
V.6.3. Pression de vapeur saturante (P_s).....	46
V.6.4. Condition de non cavitation.....	46
V.7. Type de pompes a adopté pour le cas de saakta	47
V.7.1. Caractéristique de station pompage – station de reprise.....	47
V.7.2. Réalisation du point de fonctionnement	48
V.7.2.1. Etudes des variantes	48
V.7.2.2. Vérification du non cavitation	49
VI.7.3. Caractéristique de forage F1 – SR (station de reprise).....	50
V.7.3.1. Réalisation du point de fonctionnement	51
V.7.3.2. Vérification du non cavitation	52
V.7.4.1. Caractéristiques de la SR (station de reprise) – réservoir.....	53
V.7.4.2. Vérification du non cavitation	56
V.8. Conclusion.....	57

Chapitre VI : Protection des conduites

VI.1. Introduction.....	58
VI.2. Causes du coup de bélier.....	58
VI.3. Les risques dus aux coups de bélier	58
VI.3.1. Risque de surpression.....	58
VI.3.2. Pression négative	58
VI.3.3. Fatigues des conduites.....	59
VI.4. Moyens de protection contre le coup de bélier	59
VI.4.1. Les volants d’inertie	59
VI.4.2. Les soupapes de décharge	59
VI.4.3. Les réservoirs d’air.....	60
VI.4.4. Les cheminées d’équilibre.....	60
VI.5. Analyse physique du phénomène du coup de bélier	60
VI.5.1. Phase 01.....	60
VI.5.2. Phase 02.....	60
VI.5.3. Phase 03.....	61
VI.5.4. Phase 04.....	61
VI.6. Calcul de la célérité d’ondes	61
VI.7. Valeur numérique du coup de bélier	61
VI.7.1. Cas de la fermeture brusque	61

VI.7.2. Cas de la fermeture lente	62
VI.8. Calcul des réservoirs d'air.....	63
VI.8.1. Méthode de calcul (méthode de Bergeron)	63
VI.8.2. Application du calcul pour les tronçons	66
VI.9. Conclusion	73
Chapitre VII: Distribution	
VII.1. Introduction.....	74
VII.2. Choix de type de réseau de distribution al l'horizon 2041	74
VII.2.1. Le réseau ramifié.....	74
VII.2.2. Le réseau maillé	74
VII.2.3. Le réseau étagé.....	74
VII.2.4. Le réseau combiné	74
VII.2.5. Principe du tracé du réseau combiné.....	74
VII.3. Choix du matériau des conduites du réseau.....	74
VII.4. Calcul hydraulique du réseau de distribution projeté à l'horizon 2041	76
VII.4.1. Débit de pointe	76
VII.4.2. Débit spécifique	77
VII.4.3. Débit en route.....	77
VII.4.4. Débit en nœud	77
VII.4.5. Le calcul des débits en route et les débits au nœud	77
VII.5. Résultat de la simulation du réseau avec EPANET.....	80
VII.5.1. Etat des arcs du réseau après la simulation	80
VII.5.2. Etat des nœuds du réseau après la simulation	82
VII.5.3. Etat du réseau après la simulation.....	84
VII.6. Mode de gestion du réseau de distribution	89
VII.7. Conclusion	89
Conclusion générale.....	90
Bibliographie.....	92
Annexe	94

Liste des tableaux

Tableau (I.1) : Répartition de la pluviométrie moyenne mensuelle	4
Tableau (I.2) : Nombre de jours de pluie	5
Tableau (I.3) : Température Moyenne	5
Tableau (I.4) : Vitesse et direction des vents dominants.....	5
Tableau (II.1): D'évolution futur de la population du centre	8
Tableau(II.2) : Besoins domestiques	9
Tableau (II.3) : Evaluation des besoins scolaires	10
Tableau (II.4) : Evaluation des besoins sanitaires	10
Tableau (II.5) : Evaluation des besoins socioculturels.....	10
Tableau (II.6) : Evaluation des besoins administratifs	10
Tableau (II.7) : Evaluation des autres besoins	11
Tableau (II.8) : Evaluation des besoins publics	11
Tableau (II.9) : Récapitulatif général des résultats.....	11
Tableau(II.10) : Valeur de β max en fonction du nombre d'habitants.....	13
Tableau (II.12) : Récapitulatif des débits maximums et minimums journaliers	14
Tableau (II.13) : La variation horaire en fonction du nombre de la population.....	14
Tableau (II.14) : Répartition des débits horaires	15
Tableau (III.1) : Capacité de la bache d'eau de station de pompage Saakta	21
Tableau (III.2) : Capacité de la bache d'eau de station de reprise	23
Tableau (III.3) : Capacité du réservoir	24
Tableau (IV.1) : les déférentes adductions relatives à notre projet	27
Tableau (IV.2) : Le prix des différents diamètres pour les conduites en PEHD.....	35
Tableau (IV.3) : Le prix des différents diamètres pour les conduites en acier	35
Tableau (IV.4) : Calcul de la Ht du 1er tronçon de l'adduction gravitaire	36
Tableau (IV.5): Calcul de la HMT du 1er tronçon de l'adduction principal.....	37
Tableau (IV.6) : Calcul des frais d'exploitations du 1 ^{er} tronçon de l'adduction principal.....	37
Tableau (IV.7) : Calcul des frais d'amortissement du 1 ^{er} tronçon de l'adduction principale	37
Tableau (IV.8) : Calcul du bilan du 1 ^{er} tronçon de l'adduction principale	37

Tableau (IV.9) : Calcul de la HMT du 2eme tronçon de l'adduction principal.....	38
Tableau (IV.10) : Calcul des frais d'exploitations du 2eme tronçon de l'adduction principal	38
Tableau (IV.11) : Calcul des frais d'amortissements du 2 ^{eme} tronçon de l'adduction principal ...	39
Tableau (IV.12) : Calcul le bilan du 2eme tronçon de l'adduction principal.....	39
Tableau (IV.13) : Calcul de la HMT du 3eme tronçon de l'adduction principal.....	40
Tableau (IV.14) : calcul des frais d'exploitations du 3eme tronçon de l'adduction principal	40
Tableau (IV.15) : Calcul des frais d'amortissements du 3 ^{eme} tronçon de l'adduction principal	40
Tableau (IV.16) : Calcul le bilan du 3eme tronçon de l'adduction principale.....	40
Tableau (V.1) : Les différentes variantes pour les trois stations.....	56
Tableau (V.2) : L'étude de la cavitation pour les différentes pompes	56
Tableau (VI.1) : Calcul Du Coup De Bélier.....	62
Tableau (VI.2) : Les résultats de calcul du réservoir d'aire de la conduite SP – SR	66
Tableau (VI.3) : Les résultats de calcul du réservoir d'aire de la conduite F1 – SR.....	69
Tableau (VI.4) : Les résultats de calcul du réservoir d'aire de la conduite SR – Réservoir	70
Tableau (VII.1) : Caractéristique des différents types de matériau.....	75
Tableau (VII.2) : Détermination des débits.....	78
Tableau (VII.3) : Les résultats de la simulation	80
Tableau (VII.4) : Récapitulation des résultats au niveau de chaque nœud	82
Tableau (VII.5) : Récapitulation des résultats de chaque nœud après l'utilisation des vannes	86

Liste des figures

Figure(I.1) : Carte géographique de la commune de Ghailassa, wilaya de Bordj Bou Arréridj	4
Figure (II.1) : La consommation totale	16
Figure (III.1) : Schéma général d'un réservoir d'eau	19
Figure (III.2) : Adduction avec chute libre	19
Figure (III.3) : Départ de la conduite de.....	19
Figure (IV.1) : Schéma vertical de la chaine d'adduction du centre Ouled Sidi H'cene	29
Figure (V.1) : Recherche du point de fonctionnement désiré	45
Figure (V.2): Principe de la cavitation	45
Figure (V.3) : Caractéristique de la pompe de la Station de refoulement Saakta	47
Figure (V.4) : Caractéristique de la pompe du Forage	50
Figure (V.5) : Caractéristique de la pompe de la station de reprise	54
Figure (VI.1) : Principe de disposition du réservoir d'air anti bélier.....	59
Figure (VI.2) : Variation du volume d'aire au cours des phases de fonctionnement du réservoir	60
Figure (VI.3) : Perte de charge à la montée de l'eau dans la conduite.....	64
Figure (VI.4) : Perte de charge à la descente de l'eau dans la conduite.....	65
Figure (VI.5) : Epure de Bergeron pour la conduite SP – SR.....	67
Figure (VI.6) : Allure de dépression et de surpression dans le tronçon SP – SR.....	68
Figure (VI.7) : Epure de Bergeron pour la conduite F1 – SR	70
Figure (VI.8) : Allure de dépression et de surpression dans le tronçon F1 – SR.....	71
Figure (VI.9) : Epure de Bergeron pour la conduite SR – Réservoir.....	72
Figure (VI.10) : Allure de dépression et de surpression dans le tronçon SR – Réservoir.....	73
Figure (VII.1) : Le tracé du réseau de distribution.....	78
Figure (VII.2) : Le tracé du réseau de distribution après la simulation.....	85
Figure (VII.3) : Le tracé du réseau après l'utilisation des vannes.....	88

Liste des symboles

A : L'amortissement annuel (anuité)

a : La célérité de l'onde (m/s)

CTN : Cote de terrain naturelle (m)

CTP : Cote de trop plein (m)

D : Diamètre du tuyau (m)

d' : Diamètre de la veine liquide contracté dans la tuyère (m)

E : Energie consommé par la pompe (KWh)

e : Epaisseur de la conduite en (mm)

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

H_{asp} : Hauteur d'aspiration en (m)

Hg : Hauteur géométrique en (m)

HMT : La hauteur manométrique totale en (m)

H₀ : Pression absolue de la conduite

i : Taux d'anuité

j : Perte de charge par frottement en (m/ml)

ja : Perte de charge à l'aspiration en (m)

K : Coefficient de la rugosité équivalente de la paroi

K₀ : Rugosité absolue des tuyaux neufs

K_{max,j} : Coefficient d'irrégularité maximale qui dépend de l'importance de l'agglomération

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

K_{max,h} : Coefficient de variation de consommation maximum horaire

K_{min,h} : Coefficient de variation de consommation minimum horaire

L : Longueur de la conduite en (m)

Leq : Langueur équivalent du system

m : Coefficient de rognage

Ni : Nombre de consommateurs

N : Vitesse de rotation de la pompe (tr/min)

n : Nombre d'année sur lesquelles s'effectuera l'amortissement (n=25ans)

[NPSH]_d : La charge nette minimale disponible à l'aspiration

[NPSH]_r : La charge nette minimale requise à l'aspiration

P : population futur

Pa : Puissance absorbée par la pompe en (KW)

P_0 : Pression absolue en (m)
 P_u : Le prix unitaire de la conduite (DA/ml)
 $P\%$: Résidu maximal dans le réservoir (%)
 Q : Débit refouler dans la conduite en (m^3/s)
 $Q_{max,h}$: Débit entrant dans la station en (m^3/h)
 $Q_{max,j}$: Débit d'eau maximal du jour le plus chargé de l'année
 $Q_{min,j}$: Débit d'eau minimal du jour le moins chargé de l'année
 $Q_{moy,j}$: Consommation moyenne journalière des consommateurs en (m^3/s)
 $Q_{max,j}$: Consommation maximal journalière en (m^3/j)
 q : Dotation moyenne journalière des consommateurs en (l/j/cons)
 Re : Nombre de RAYLOADS
 S : Section de la conduite
 T : Prix unitaire du KWh en (DA)
 T_v : La pression de vapeur maximum que l'aire peut supporter à une température donnée
 t : taux d'accroissement (%)
 tp : Nombre d'heures de pompage (h)
 U_0 : Volume d'aire initiale (m^3)
 V_1 : Vitesse de l'eau dans la tuyère en (m/s)
 V : Volume nouveau de l'aire (m)
 V_f : Vitesse de l'eau dans la conduite de refoulement en (m/s)
 U_{max} : Volume d'air dans la cloche (m^3)
 V_{sr} : Volume de la station de refoulement (m^3)
 V_t : Volume totale du réservoir (m^3)
 Z : Pression dans le réservoir dans le réservoir d'aire
 Z_0 : Pression absolue
 Ω : Coefficient de vieillissement
 α : Coefficient qui dépend du niveau de vie et du confort
 β : Coefficient qui dépend du nombre d'habitant
 ν : Viscosité cinématique de l'eau
 ξ : Calcul du coefficient d'ouverture de la vanne (%)
 ρ : Masse volumique de l'eau en (kg/m^3)
 η : Rendement de la pompe (%)
 λ : Coefficient de perte de charge
 \emptyset : Diamètre normalisé (m)

Introduction générale

L'eau est un élément essentiel et demeure une source de vie, pour tous êtres vivants, aussi bien animal que végétal, et ainsi contribue à leur subsistance. La demande en eau potable de consommation humaine ne cesse d'accroître en raison de la croissance démographique et du niveau de vie qui demande plus de consommation.

A cet égard, rien de plus simple et de plus habituel que d'ouvrir un robinet pour avoir l'eau. Pourtant, on ne pense pas toujours que ce geste banal se cache la mise en œuvre de moyens et technologies complexes.

Dans le domaine de l'hydraulique, diverses techniques urbaines se proposent entre l'alimentation en eau potable et l'assainissement.

Par ailleurs, l'alimentation en eau potable est une technique qui consiste au transport de l'eau à un débit généralement non constant depuis le prélèvement dans le milieu naturel, jusqu'au robinet de l'abonné.

Dans ce contexte s'inscrit le présent projet qui vise à étudier l'alimentation en eau potable de la commune de Ghailassa wilaya de Bordj Bou Aréridj sur un horizon projeté de 25 ans, adduction et distribution du centre d'Ouled Sidi H'cène. Donc nous devons réfléchir à des solutions et des stratégies pour assurer la consommation d'eau journalière nécessaire à tous les consommateurs. Pour cela, cette étude comporte des différentes étapes :

Une présentation globale de la zone d'étude, dans laquelle on trouve les données de base, la climatologie, les températures et bien d'autres caractéristiques, seront traitées dans le premier chapitre.

Dans le second chapitre, on détermine les besoins en eaux nécessaire de satisfaire la population à l'horizon projeté.

Tandis que, le troisième chapitre portera sur les vérifications et les calculs des ouvrages de stockages existants, pour mieux harmoniser entre les demandes en eau et la population.

Le quatrième chapitre portera sur l'adduction, où on étudiera les types de conduites et l'étude technico-économique qui comportera le dimensionnement des conduites.

Par la suite, le choix des pompes adéquates qui devront répondre aux exigences du projet, sera le but du cinquième chapitre.

Par ailleurs, le sixième chapitre aura pour objectif de traiter un point extrêmement important dans l'étude du projet d'alimentation en eau potable, en l'occurrence, le phénomène transitoire très dangereux du coup Bélier.

Un septième chapitre sera consacré à la fin de ce modeste mémoire à l'étude et dimensionnement du réseau de distribution.

On terminera par une conclusion générale.

I.1.Introduction

Le centre Ouled Sidi H'cen, commune de Ghailassa, daïra de Bordj Ghedir, Wilaya de Bordj Bou Arréridj, reconnaît actuellement un problème majeur dans le domaine d'alimentation en eau potable, vu l'accroissement démographique, et le développement incessant des équipements sanitaires. Dans ce contexte, l'actuel chapitre portera sur l'étude de toutes les caractéristiques du lieu, et les facteurs qui influent sur l'étude du projet. Parmi ces facteurs, nous citons : les données relatives à l'agglomération, la connaissance de la géologie, ainsi que la géologie du site, qui nous permettra de mener à bien notre travail.

I.2. Situation géographique

Sur le plan administratif, le périmètre d'étude de centre Ouled Sidi H'cen, situé sur la sortie Est de Ghailassa, comme agglomération secondaire de la commune de Ghailassa.

Sur le plan géographique, le Territoire de la commune de Ghailassa est limité comme suit [12].

- Au Nord : Bordj Ghedir
- Au Sud : Wilaya de M'sila
- A L'Est : Bordj Ghedir et Tagalait
- A L'Ouest : Wilaya de M'sila et Rabta

Dont le centre concerné par cette étude, et selon la carte d'état de Bordj Ghedir, se situés au coordonnées suivantes [8].

X1 = 672 X2 = 675
Y1 = 3974 Y2 = 3976
Z : entre (1357 – 1123)

Une localisation de la région d'étude à partir de Google Eartyh est illustrée dans la figure (I.1) ci-dessous :

I.3.2. La pluie

Tableau (I.2) : Nombre de jours de pluie

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Total
Nbre de jour de pluie	7	10	13	15	14	13	12	11	12	5	3	4	119

Sur une période de 13 ans, de 2003 à 2016, le nombre de jours de pluie est 119 jours, d'une moyenne annuelle de 10,25 [13].

I.3.3. Les températures

Tableau (I.3) : Température Moyenne

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
T (°C)	21,8	15,6	10,2	6,2	5,2	6,6	8,6	11,8	16,3	22,5	26,1	25,8
Moyenne	14,72											

-La température minimale de moi le plus froid janvier est de 5,2°c

-La température minimale de moi le plus chaud, juillet et Aout est de 25,8°c [13].

I.3.4. Les vents

Le vent est caractérisé par sa fréquence, sa vitesse et sa direction, il intervient dans la dispersion de divers élément en suspension, tel que les particules fines, les fumées, les odeurs...etc [13]

Tableau (I.4) : Vitesse et direction des vents dominants

Mois	Vitesse	Direction
Janvier	1,3	SW
Février	1,3	W
Mars	1,6	W
Avril	1,8	SSW
Mai	1,9	W
Juin	2,3	NW
Juillet	2,2	NNW
Aout	2	SSE
Septembre	1,6	WNW
Octobre	1,4	WNW
Novembre	1,4	SSW
Décembre	1,5	W
Moyenne annuelle	1,7	W

I.3.5. Gelée Grêle Nébulosité

Ce qui concerne la gelée blanche, le nombre de jour moyenne s'établit à 33 J /an. Elle se manifeste par le dépôt des cristaux de glace à la surface du sol refroidit par le rayonnement nocturne (durant les trois saisons : hiver, printemps et automne).

Quand à la grêle. Elle peut apparaitre quelque soit le mois. Elle tombe en moyenne de 35 J/an.

La nébulosité indique en dixième la fraction du ciel couvert par des nuages quelque soit la nature[13].

I.3.6. Géologiques

D'une manière générale, la géologie de l'air d'étude, selon leur âge peuvent être classées comme suites :

Les alluvions actuelles ou récentes constituées par des sables, gravier, limons, cailloux et blocs. Ce domaine est constitué des terres arables, qui se développent surtout sur les formations marneuses, leur parties hautes se raccordent à des masses solifluées, leur base est assez généralement encroutée [13].

I.4. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons essayé de représenter le centre d'Ouled Sidi H'cèn, connaître la géologie, le climat, la température et le vent.

Notre zone d'étude est caractérisée par un bon climat, un relief plus au moins ondulé. Ces différentes informations représentent les premières données de base, pour l'élaboration de notre travail qui est l'étude l'alimentation en eau potable, afin de résoudre tous ces problèmes pour cette agglomération.

II.1. Introduction

L'estimation des besoins en eau de notre agglomération exige de fixer une norme pour chaque catégorie de consommateur. Cette norme unitaire (dotation) est définie en fonction des besoins de chaque consommateur et de la capacité de la ressource.

Cette évaluation varie considérablement en fonction de l'évolution démographique, des caractéristiques et des habitudes de la population, du climat de la région, de la taille de la localité, ainsi que du rythme des activités humaines.

II.2. Démographie et évolutions des besoins en eau

II.3. Démographie

II.3.1 Population

La population du Ouled Sidi H'cen s'élève à 2147 habitants, d'après le recensement de 2008, ces chiffres ont été donnés par l'APC de ghailassa.

II.3.2. période envisagé par l'étude

L'horizon prévu par cette étude est l'an 2041, soit au bout de 25 ans.

II.3.3. Estimation de la population future

L'évaluation de la population en Algérie à un horizon future est calculée par la formule des inters composés :

$$P_n = P_0 [1 + \tau]^n \quad (\text{II.1})$$

P_n : population future,

P_0 : population actuelle,

n : nombres d'années séparant les deux horizons ($n=25$),

τ : taux d'accroissement annuel de la population moyenne en (%).

A noter que le taux d'accroissement de la population de la région d'étude est pris égal à 1,60%, ce chiffre à été donné par la direction de planification de wilaya de BBA.

II.3.4. Evolution de la population du centre

Par application de la formule (I.1), Les résultats sont indiqués dans le tableau (II.1) ci-après :

Tableau (II.1) : Evolution futur de la population du centre

Horizon	2008	2016	2021	2026	2031	2036	2041
Population	2147	2438	2639	2857	3093	3348	3625
Ouled Sidi H'cen							

II.4. Evaluation des besoins en eau

Les besoins en eau potable seront évalués d'après les résultats obtenus par la direction de la planification de la wilaya de Bordj Bou-Arréridj.

II.4.1. Besoins en eau potable

Pour l'alimentation en eau potable du centre (Ouled Sidi H'cen), le calcul des besoins en eau estimé sur la base des normes en vigueur :

- Dotation journalière future est 150 l/j/h

II.4.2. Besoins en eau par catégorie

La quantité et la qualité d'eau potable à garantir pour une agglomération, sont fonction du type de consommateurs existants. C'est pour cette raison que nous devons recenser toutes les catégories de consommation rencontrées au niveau de notre agglomération.

- *Besoin domestique.*
- *Besoin public.*

II.5. Évaluation de la consommation moyenne journalière

La consommation moyenne journalière désignée par $Q_{moy,j}$ est donnée par :

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

Avec :

$Q_{moy,j}$: Consommation (débit) moyenne journalière en (m³ /j),

N: nombre de consommateurs,

q_n : dotation moyenne en litre/jour/consommateur.

II.5.1. La consommation moyenne journalière domestique

La dotation varie pour les petites agglomérations de 60 à 100 l/j/hab, et de 100 à 200 l/j/hab pour les grandes agglomérations [15].

Il est jugé qu'une dotation de 150 litres/jour/habitant sera suffisante pour satisfaire les besoins de toute la population, les résultats sont représentés dans le tableau (II.2) ci après :

II.5.1.1. Besoins domestiques

Ce besoin comprend toutes les activités ménage consommation d'eau sur la base d'une dotation de 150 l/j/ habitant.

Tableau(II.2) : Besoins domestiques

Centre	Nombre d'habitant 2041	Dotation (l/j/hab)	Débit moy (l/j) 2041	Débit moy (m ³ /j) 2041
Ouled Sidi H'cen	3625	150	543750	543,75

II.5.1.2. Besoin public

Elle concerne un petit nombre d'activités, notre enquête nous a permis de recenser jusqu' à ce jour, les infrastructures suivantes [12] :

Les équipements prévus sont :

- ✓ 01 Ecoles,
- ✓ 01 CEM,
- ✓ 02 Mosquées,
- ✓ 01 Ecole coranique,
- ✓ 01 Maison de jeunes,
- ✓ Antenne APC,
- ✓ PTT,
- ✓ 06 Activités (alimentation générale),
- ✓ 03 Cimetières.

II.5.2. La consommation moyenne journalière des différents équipements

II.5.2.1. Besoins scolaires

Tableau (II.3) : Evaluation des besoins scolaires

Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Q _{moy,j} (m ³ /j)
Ecole primaire	élève	280	25	7
C.E.M (cantine)	élève	420	25	10,5
			Total	17,5

II.5.2.2. Besoins sanitaires

Tableau (II.4) : Evaluation des besoins sanitaires

Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Q _{moy,j} (m ³ /j)
Centres de santé	m ² /lit	30	20	0,6
			total	0,6

II.5.2.3. Besoins socioculturels

Tableau (II.5) : Evaluation des besoins socioculturels

Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Q _{moy,j} (m ³ /j)
Mosquée	Fidèle	400	20	8
Ecole coranique	fidèle	200	35	7
			Total	15

II.5.2.4. Besoins administratifs

Tableau (II.6) : Evaluation des besoins administratifs

Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Q _{moy,j} (m ³ /j)
Antenne d'APC	Employé	10	15	0,15
PTT	employé	10	15	0,15
Maison de jeune	Jeune	100	10	1
			Total	1,3

II.5.2.5. Autres besoins

Tableau (II.7) : Evaluation des autres besoins

Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Q _{moy,j} (m ³ /j)
Alimentation gle	Client	6	100	0,6
Cimetière	Décès	3	500	1,5
Total				2,1

A. Les besoins publics

Tableau (II.8) : Evaluation des besoins publics

Catégorie des besoins	Q _{moy,j} (m ³ /j)
Administratifs	1,3
Scolaires	17,5
Sanitaires	0,6
Autre	2,1
Socioculturels	15
Total	36,5

II.5.3. Récapitulation de La consommation moyenne journalière totale

Les résultats de l'évaluation des besoins moyens journaliers de la zone à l'horizon 2041 sont représentés dans le tableau (II.9)

Tableau (II.9) : Récapitulatif général des résultats

Besoins	l/j	m ³ /j	l/s
Besoin domestique	543750	543,75	6,30
Besoin public	36500	36,50	0,42
TOTAL	580250	580,25	6,72

II.6. Etude des variations de la consommation

II.6.1. Etude de la variation journalière

En fonction des jours, des semaines et des mois, la consommation en eau potable n'est pas constante, et sa variation présente des maximums et des minimums. Elle est caractérisée par des coefficients d'irrégularité maximum $K_{\max,j}$ et minimum $K_{\min,j}$.

II.6.1.1. La consommation maximale journalière ($Q_{\max,j}$)

C'est la consommation d'eau maximale du jour le plus chargé de l'année :
Il s'obtient par la relation suivante :

$$Q_{\max,j} = K_{\max,j} * Q_{\text{moy},j} \quad (\text{II.3})$$

Avec :

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

$K_{\max,j}$: coefficient d'irrégularité journalière maximum, $K_{\max,j} = (1,1 \text{ et } 1,3)$

NB : pour notre étude on prend $K_{\max,j} = 1,2$;

II.6.1.2. La Consommation minimale journalière ($Q_{\min,j}$)

C'est la consommation d'eau minimale du jour le moins chargé de l'année : Il s'obtient par la relation suivante :

$$Q_{\min,j} = K_{\min,j} * Q_{\text{moy},j} \quad (\text{II.4})$$

Avec :

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

$K_{\min,j}$: coefficient d'irrégularité journalière minimum , $K_{\min,j} = (0,7-0,9)$.

NB : pour notre étude on prend $K_{\min,j} = 0,7$.

II.6.1.3. Variation de la consommation horaire

Le débit horaire varie suivant les heures de la journée (sur les 24 heures). Ces variations sont

Caractérisées par les coefficients $K_{\max,h}$ et $K_{\min,h}$ appelées respectivement de variation maximale horaire et minimale horaire.

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

$$K_{\max,h} = Q_{\max,h} / Q_{\text{moy},h} \quad (\text{II.6})$$

Par ailleurs ; le coefficient ($K_{\max,h}$) est défini par :

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

Ou :

β_{\max} : dépend du nombre d'habitant de l'agglomération.

α_{\max} : dépend quant à lui confort au sein de l'agglomération (des habitants et bâtiments).

« α_{\max} » varie de (1,2 à 1,4), et pour une zone rurale on le prend égale à 1,3.

Soit :

α_{\max} est égale à 1,3 dans notre cas.

Soit :

α_{\max} est égale à 1,3 dans notre cas.

Pour β_{\max} , il dépend du nombre d'habitants, et il est donné par le tableau (II.10) suivant [14]:

Tableau(II.10) : Valeur de β_{\max} en fonction du nombre d'habitants

Nombre d'habitant x1000	<1	1,5	2,5	4	6	10	20	30	100	300	>1000
β_{\max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,1	1,03	1

$N = 3625$ habitants

Par interpolation on trouve :

$$\beta_{\max} = 1,52$$

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

$$K_{\max.h} = 1,3 * 1,52 = 1,98$$

On prend $K_{\max.h} = 1,98$

A. Calcule le débit de pointe

$$Q_p = K_{\max.h} * Q_{\text{moy.h}} \quad (\text{II.8})$$

Tableau (II.11) : Consommation horaire et consommation de pointe pour les deux horizons

Horizon	2016	2041
Nombre d'habitants	2438	3625
β_{\max}	1,7	1,6
$k_{\max.h}$	2,21	1,98
$Q_{\text{moy.h}}(m^3/h)$	16,76	24,18
$Q_p(m^3/h)$	37,04	47,88

Exemple

$$Q_{\text{moy.h}}(2016) = ((2438 * 150) + 36500) / 1000 * 24 = 16,76 m^3/h$$

II.6.1.4. Récapitulation des variations journalières de la consommation en eau potable

Les consommations moyennes, minimales et maximales journalières sont représentées dans le tableau suivant :

On a:

$$Q_{\text{moy}} = 6,72 \text{ l/s}$$

$$\text{avec } K_{\max} = 1,2$$

$$Q_{\max} = Q_{\text{moy}} * K_{\max}$$

$$Q_{\max} = 6,72 * 1,2$$

$$Q_{\max} = 8,06 \text{ l/s}$$

Tableau (II.12) : Récapitulatif des débits maximums et minimums journaliers

Horizon	Q _{moy. j}		K _{max. j}	Q _{max. j}		K _{min. j}	Q _{min. j}	
	m ³ /j	l/s		m ³ /j	l/s		m ³ /j	l/s
2041	580,25	6,72	1,2	696,3	8,06	0,7	406,17	4,70

II.6.2. Etude de la variation horaire

Le débit moyen subit non seulement des variations journalières mais aussi des variations horaires. Pour calculer le débit correspondant à chaque heure nous utilisons le tableau (II.13) qui montre le pourcentage horaire du débit maximum journalier, et cela en fonction du nombre d'habitants donc :

$$Q_h = (P\% * Q_{\text{moy.j}})/100 \text{ en (m}^3/\text{h)} \tag{II.9}$$

Avec :

Q_h = débit horaire nécessaire

P% = pourcentage horaire.

Les résultats sont représentés dans le tableau ci-après :

Tableau (II.13) : La variation horaire en fonction du nombre de la population

Heurs	Nombre d'habitant				
	Moins de 10000	De 10001 à 50000	De 50001 à 100000	plus de 100000	Agglo. De type rural
1	2	3	4	5	6
00-1	1	1.5	3	3.35	0.75
1-2	1	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	1	1.5	2.5	3.3	1
3-4	1	1.5	2.6	3.2	1
4-5	2	2.5	3.5	3.25	3
5-6	3	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	5	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.5	6.25	5.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	6
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5

La variation horaire en fonction du nombre de la population (suite et fin)

Heurs	Moins de 10000	De 10001 à 50000	De 50001 à 100000	plus de 100000	Agglo. De type rural
12-13	7	5	4.4	4.6	8.5
13-14	7	5	4.1	4.55	6
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	5
15-16	4.5	6	4.4	4.7	5
16-17	5	6	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	6
18-19	6.5	5	4.5	4.4	6
19-20	5	4.5	4.5	4.3	6
20-21	4.5	4	4.5	4.3	6
21-22	3	3	4.8	4.2	3
22-23	2	2	4.6	3.75	2
23-24	1	1.5	3.3	3.7	1

Nous avons une population de 3625 habitants. Donc notre répartition se situe au niveau de la première colonne.

Tableau (II.14) : Répartition des débits horaires

Heures	consommation totale $Q_{\max,j} = 696,3 \text{ m}^3/\text{j}$		consommation cumulée	
	%	$Q_h (\text{m}^3/\text{h})$	%	$Q_h (\text{m}^3/\text{h})$
00-1	1	6,96	1	6,96
1-2	1	6,96	2	13,93
2-3	1	6,96	3	20,89
3-4	1	6,96	4	27,86
4-5	2	13,93	6	41,78
5-6	3	20,89	9	62,67
6-7	5	34,82	14	97,48
7-8	6,5	45,26	20,5	142,74
8-9	6,5	45,26	27	188,00
9-10	5,5	38,30	32,5	226,30
10-11	4,5	31,33	37	257,63
11-12	5,5	38,30	42,5	295,93
12-13	7	48,74	49,5	344,67

13-14	7	48,74	56,5	393,41
14-15	5,5	38,30	62	431,71
15-16	4,5	31,33	66,5	463,04
16-17	5	34,82	71,5	497,85
17-18	6,5	45,26	78	543,11
18-19	6,5	45,26	84,5	588,37
19-20	5	34,82	89,5	623,19
20-21	4,5	31,33	94	654,52
21-22	3	20,89	97	675,41
22-23	2	13,93	99	689,34
23-24	1	6,96	100	696,3

NB : D’après le tableau II.14 ci-dessus nous avons :

- Un débit de pointe $Q_{max,h} = 48,74 \text{ (m}^3\text{/h)}$, $Q_{max,h} = 13,64\text{l/s}$ entre 12h et 14h.
- Un débit minimum $Q_{min,h} = 6,96 \text{ (m}^3\text{/h)}$ entre 23h et 4h du matin.

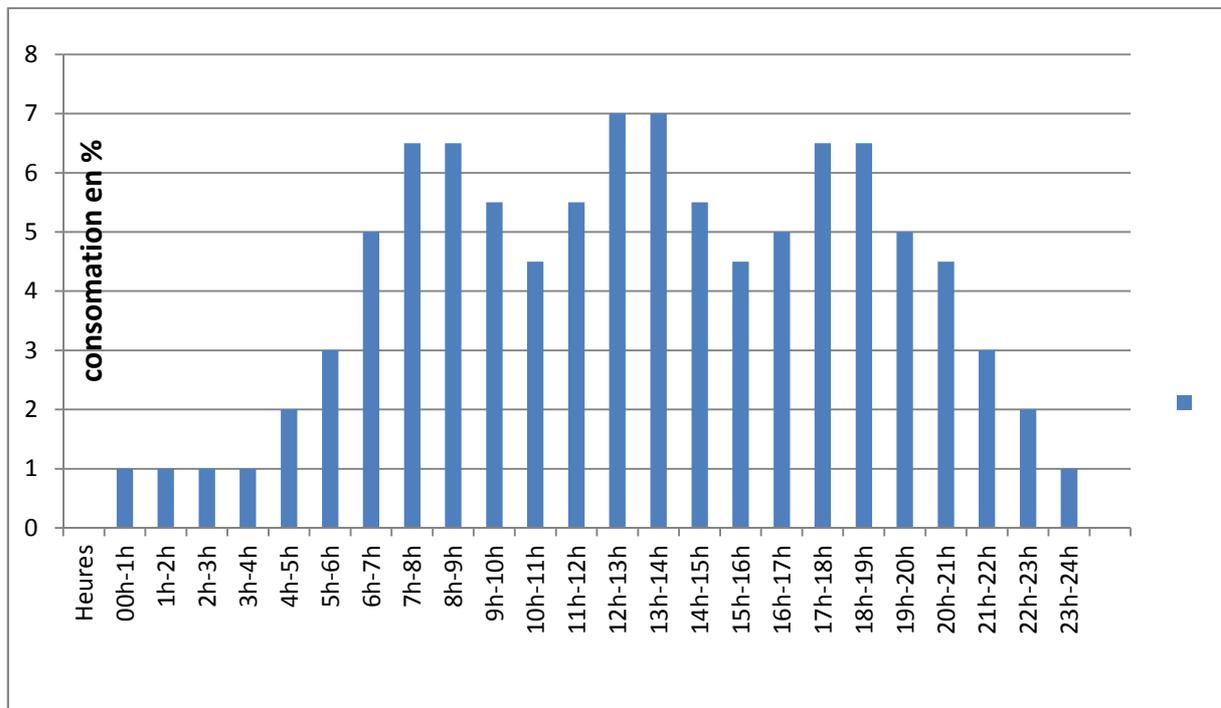


Figure (II.1) : La consommation totale

II.7. Conclusion

A travers ce chapitre, nous avons procédé d'une façon estimative et approchée les différentes catégories de consommateurs rencontrés dans notre agglomération, ainsi que, les besoins en eau potables qui leurs correspondent. Cette estimation trouve sa justification du fait que nous ne connaissons pas les habitudes de la population vue qu'elle est semi rurale.

Nous avons ainsi déduit les différents débits variables dans le temps, qui vont nous servir comme base de données pour le dimensionnement de notre système d'alimentation en eau potable, appelé à garantir la consommation en eau potable de l'agglomération en question.

III.1. Introduction

Dans ce chapitre nous allons vérifier la capacité de nos réservoirs existants à l'horizon 2041. La connaissance de cette capacité de stockage nous informe sur l'implantation d'autres réservoirs de stockage ou non.

III.2. Rôles du réservoir.

Le réservoir est un ouvrage hydraulique de stockage qui sert de tampon entre l'amenée et la distribution. Il joue les rôles suivants :

- Assurer le débit demandé par l'agglomération aux heures de pointe.
- Satisfaction des besoins en eaux en cas d'arrêt court du débit d'amenée, dû éventuellement à : une panne sur la conduite d'adduction, panne électrique ou défaillance de la pompe, etc.
- Assure la régulation entre l'apport et la distribution.
- Il stock un volume d'eau pour battre les incendies.

Par ailleurs il y a d'autres rôles qui sont :

- Maintenir l'eau à l'abri des fortes variations de température.
- Simplifier l'exploitation.
- Régulariser la pression dans le réseau de distribution.

III.3. Equipement du réservoir

Un réservoir unique ou compartimenté doit être équipé :

- d'une conduite d'arrivée ou d'alimentation
- d'une conduite de départ ou de distribution
- d'une conduite de vidange
- d'une conduite de trop-plein
- du système de matérialisation d'incendie
- d'une conduite by-pass

Toutes ces conduites doivent normalement aboutir dans une chambre de manœuvre. La traversée des parois des réservoirs par les diverses canalisations peuvent s'effectuer, soit à l'aide des gaines étanches comprenant un corps en fonte muni de cannelures extérieures et de deux brides de raccordement, soit au moyen de manchons et viroles à double brides [19].

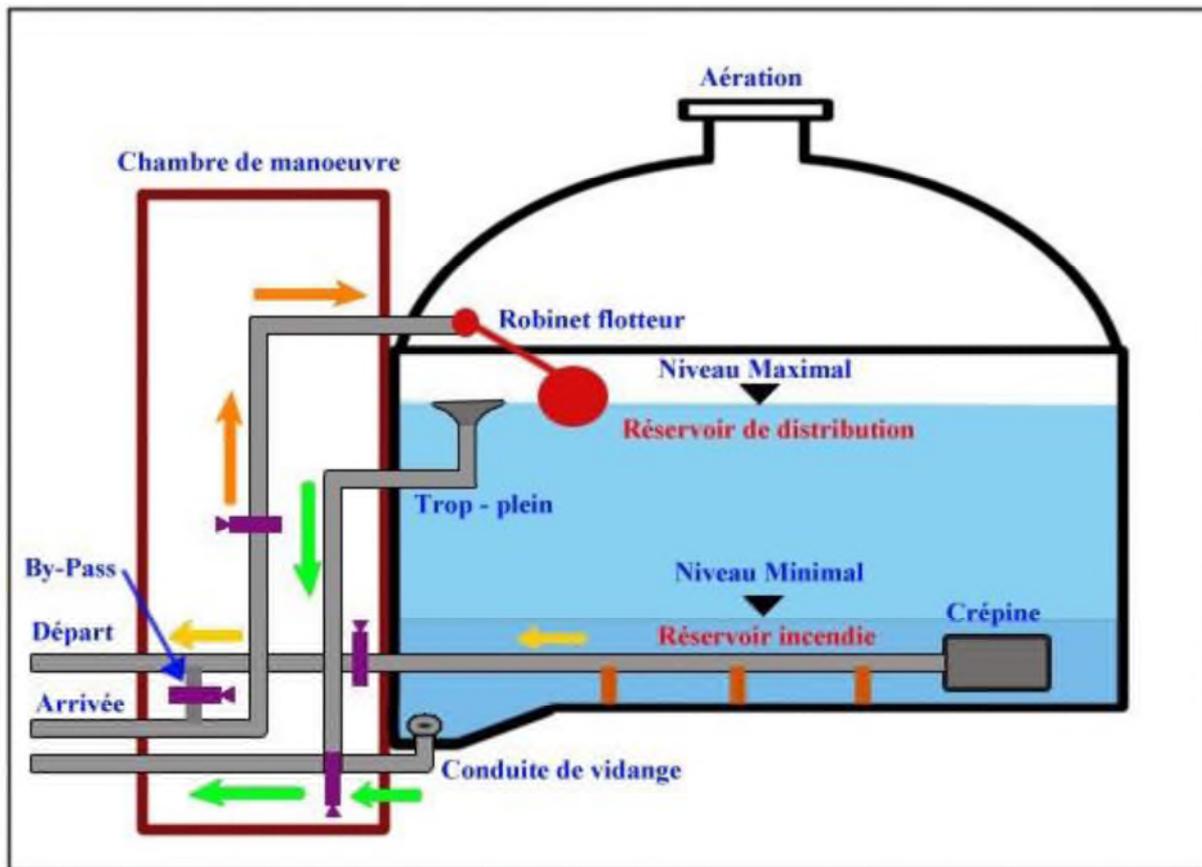


Figure (III.1) : Schéma général d'un réservoir d'eau

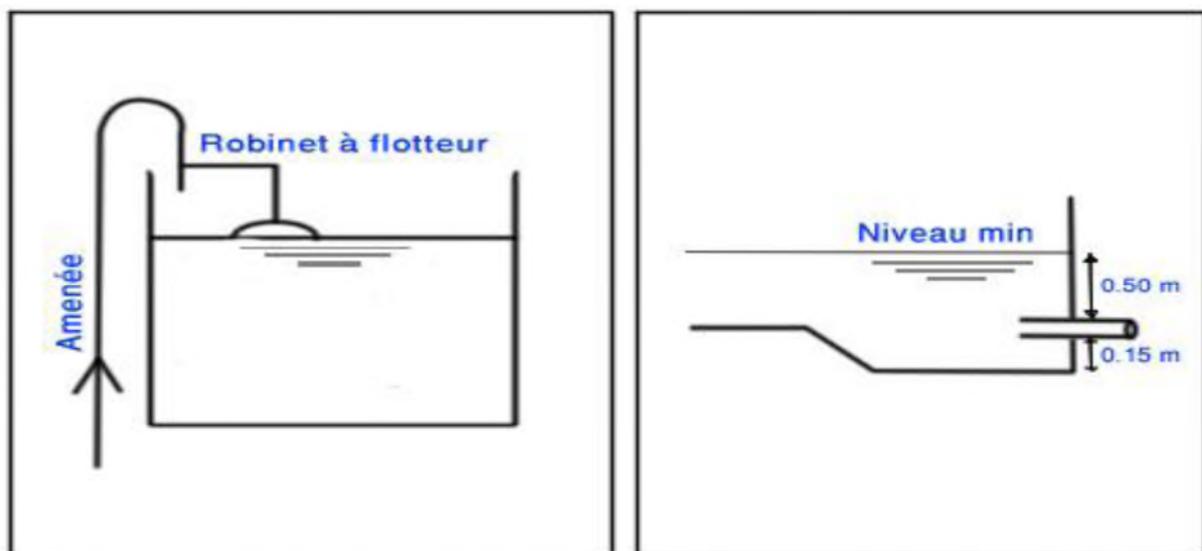


Figure (III.2) : Adduction avec chute libre Figure (III.3): Départ de la conduite de distribution

III.3.1. Conduite d'arrivé ou d'alimentation

Cette conduite du type refoulement ou gravitaire, doit arriver de préférence dans la cuve en siphon noyé ou par le bas, toujours à l'opposé de la conduite de départ, pour provoquer un meilleur brassage. Cette arrivée de l'eau permet le renouvellement d'eau par mélange en créant

des perturbations et écoulements par rouleaux. Les robinets à flotteurs destinés à alimenter ou à interrompre l'arrivée d'eau dans les réservoirs doivent être d'un type anti-bélier ; les soupapes et leurs parties sont en bronze ou en métal inoxydable.

III.3.2. Conduite de départ ou de distribution

Cette conduite est placée à l'opposé de la conduite d'arrivée à quelque centimètre au-dessus du radier (15 à 20 cm) pour éviter l'entrée de matières en suspension. L'extrémité est munie d'une crépine courbée pour éviter le phénomène de vortex (pénétration d'air dans la conduite). Cette conduite est équipée d'une vanne à survitesse permettant la fermeture rapide en cas de rupture au niveau de cette conduite.

III.3.3. Conduite de trop-plein

Cette conduite permet d'évacuer l'excès d'eau au réservoir en cas où la pompe ne s'arrête pas. Si le réservoir est compartimenté, chaque cuve doit avoir une conduite de trop-plein. Ces conduites doivent se réunir dans la chambre de manœuvre pour former un joint hydraulique évitant la pénétration de tous corps étranger.

III.3.4. Conduite de décharge ou de vidange

La conduite de vidange doit partir du point le plus bas du radier. Elle permet la vidange du réservoir en cas de nettoyage ou de réparation. Elle est munie d'un robinet vanne, et se raccorde généralement à la conduite de trop-plein. Le robinet vanne doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter les dépôts de sable.

III.3.5. Conduite by-pass

C'est un tronçon de conduite qui relie la conduite d'arrivée et la conduite de départ dans le cas d'un réservoir unique non compartimenté. Cette conduite fonctionne quand le réservoir est isolé pour son entretien ou dans le cas d'un incendie à forte charge.

III.4. Vérification de la capacité des réservoirs à l'horizon futur

Pour l'estimation de la capacité d'un réservoir à l'horizon 2041 on a recouru soit à la méthode graphique ou analytique.

III.4.1. Méthode graphique

Pour estimer la capacité d'un réservoir par la méthode graphique, il est exigé de connaître la courbe de consommation totale (intégrale) et la courbe d'apport. Pour tracer la courbe d'apport, il faut connaître le temps de fonctionnement de la pompe.

En fixant la durée de fonctionnement des pompes, au bout de ce temps les pompes doivent refouler 100% du débit maximum journalier.

Le volume du réservoir sera au moins égal à la somme de ces deux valeurs plus la réserve d'incendie [19].

$$V_R = \Delta V_{\max} + \Delta V_{\min} + V_{\text{inc}} \quad (\text{III.1})$$

Avec :

V_R : volume du réservoir

ΔV_{\min} : surplus maximum en (m^3)

ΔV_{\max} : déficit maximum en (m^3)

V_{inc} : réserve d'incendie ($V_{\text{inc}} = 120 \text{ m}^3$)

III.4.2. Méthode analytique

La méthode analytique se base sur le régime de la consommation tout au long de la journée et le temps du fonctionnement de la pompe, Le volume utile V_u est déterminé par la formule suivante [19].

$$V_u = \frac{Q_{\max, J} * P\%}{100} \quad (\text{III.2})$$

Où :

V_u : volume utile.

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

$P\%$: le pourcentage du volume maximal journalier devant être stocké dans le réservoir.

Enfin le volume du réservoir est donné par la formule.

$$V_R = V_u + V_{\text{inc}}$$

La pompe fonctionne : 22h/24h donc :

$$Q_{\max, h.P} = Q_{\max, J} * \frac{100}{22} \quad (\text{III.3})$$

III.5. Le calcul de la capacité des réservoirs par la méthode analytique

Le volume sera déduit à partir des résidus entre le cumul d'apport et de départ d'eau pour chaque heure durant 22 heures.

III.5.1. Capacité de la bache d'eau (station de pompage saakta)

Tableau (III.1) : Capacité de la bache d'eau de station de pompage Saakta

Heures	Apport %	Sortie %	Surplus %	Déficit %	Résidu %
00-01	4,167	0	4,167		4,167
01-02	4,167	0	4,167		8,334
02-03	4,167	0	4,167		12,501
03-04	4,167	0	4,167		16,668
04-05	4,167	0	4,167		20,835
05-06	4,167	0	4,167		25,002

06-07	4,167	0	4,167		29,169
07-08	4,167	0	4,167		33,336
08-09	4,167	0	4,167		37,503
09-10	4,167	0	4,167		41,67
10-11	4,167	0	4,167		45,837
11-12	4,167	0	4,167		50,004
12-13	4,167	0	4,167		54,171
13-14	4,167	0	4,167		58,338
14-15	4,167	0	4,166		62,505
15-16	4,167	0	4,166		66,672
16-17	4,166	0	4,166		70,838
17-18	4,166	0	4,166		75,004
18-19	4,166	0	4,167		79,17
19-20	4,166	0	4,167		83,336
20-21	4,166	25		-20,834	62,502
21-22	4,166	25		-20,834	41,668
22-23	4,166	25		-20,834	20,834
23-24	4,166	25		-20,834	0
Total	100	100			

D'après le tableau (III.1) on déduire le Pourcentage maximal de stockage est de :

$$P_{\max} = R_{\max}^- + R_{\max}^+ \quad (\text{III.4})$$

Avec :

P_{\max} : Pourcentage maximal de stockage

R_{\max}^- : résidu maximum négatif.

R_{\max}^+ : résidu maximum positif.

$$V_u = \frac{Q_{\max} \cdot P\%}{100}$$

V_u : Le volume utile

$$P (\%) = |83,33 + 0| = 83,33 \%$$

Alors :

$$V_{\max} = \frac{83,33 \times 91,58}{100}$$

Avec : $V_{\max} = 76,31 \text{ m}^3$

Nous constatons que le volume de la bache d'eau existant est de 100 m^3 qui est supérieur au volume calculé.

III.5.2. Capacité de station de reprise

Tableau (III.2) : Capacité de la bache d'eau de station de reprise

Heures	Apport %		Sortie %	Surplus %	Déficit %	Résidu %
00-01	3,619	0	4,545		-0,926	-0,926
01-02	3,619	0	4,545		-0,926	-1,852
02-03	3,619	0	4,545		-0,926	-2,778
03-04	3,619	0	4,545		-0,926	-3,704
04-05	3,619	0	4,545		-0,926	-4,63
05-06	3,619	0	4,545		-0,926	-5,556
06-07	3,619	0	4,545		-0,926	-6,482
07-08	3,619	0	4,545		-0,926	-7,408
08-09	3,619	0	4,545		-0,926	-8,334
09-10	3,619	0	4,545		-0,926	-9,26
10-11	3,619	0	4,545		-0,926	-10,186
11-12	3,619	0	4,545		-0,926	-11,112
12-13	3,619	0	4,546		-0,927	-12,039
13-14	3,619	0	4,546		-0,927	-12,966
14-15	3,619	0	4,546		-0,927	-13,893
15-16	3,619	0	4,546		-0,927	-14,82
16-17	3,619	0	4,546		-0,927	-15,747
17-18	3,619	0	4,546		-0,927	-16,674
18-19	3,618	3,287	0	6,905		-9,769
19-20	3,618	3,287	0	6,905		-2,864
20-21	3,618	3,288	4,546	2,36		-0,504
21-22	3,618	3,288	4,546	2,36		1,856
22-23	3,618	0	4,546		-0,928	0,928
23-24	3,618	0	4,546		-0,928	0
Total	86,85	13,15	100			

D'après le tableau (III.2) on déduit le Pourcentage maximal de stockage est de :

$$P (\%) = |1,856| + |-16,674| = 18,53 \%$$

Alors :

$$V_{\max} = \frac{18,53 * 696,3}{100}$$

Avec : $V_{\max} = 129,02 \text{ m}^3$

Donc on prend le volume de la bache d'eau de la station de reprise, $V_{\max} = 150 \text{ m}^3$

Le dimensionnement des stations de reprises se fait d'après le temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge et pour que la pompe ne se désamorçe pas.

III.5.2.1. Dimensionnement de la bache d'eau de station de reprise

$$V_{\max} = 129,02 \text{ m}^3$$

On prend : $V_{sr} = 150 \text{ m}^3$

Diamètre de la bache d'eau :

On a $V = S * h$

$$S = \sqrt{\frac{4*V}{\pi*h}}$$

V : Volume du bache d'eau en m^3 ;

S : Surface circulaire de la bache d'eau en m^2 ;

h : 4 m

Donc :

$$D = \sqrt{\frac{4*150}{3,14*4}} \quad D = 6,91 \text{ m} \quad \text{on prend}$$

D = 7 m

III.5.3. Capacité du réservoir

Tableau (III.3) : Capacité du réservoir

Heures	Apport %	Consommation %	Surplus %	Déficit %	Résidu %
00-01	4,545	1	3,545		3,545
01-02	4,545	1	3,545		7,09
02-03	4,545	1	3,545		10,635
03-04	4,545	1	3,545		14,18
04-05	4,545	2	2,545		16,725
05-06	4,545	3	1,545		18,27
06-07	4,545	5		-0,455	17,815
07-08	4,545	6,5		-1,955	15,86
08-09	4,545	6,5		-1,955	13,905
09-10	4,545	5,5		-0,955	12,95
10-11	4,545	4,5	0,045		12,995
11-12	4,545	5,5		-0,955	12,04
12-13	4,546	7		-2,454	9,586
13-14	4,546	7		-2,454	7,132
14-15	4,546	5,5		-0,954	6,178
15-16	4,546	4,5	0,046		6,224
16-17	4,546	5		-0,454	5,77
17-18	4,546	6,5		-1,954	3,816
18-19	0	6,5		-6,5	-2,684
19-20	0	5		-5	-7,684
20-21	4,546	4,5	0,046		-7,638
21-22	4,546	3	1,546		-6,092
22-23	4,546	2	2,546		-3,546
23-24	4,546	1	3,546		0
Total	100	100			

D'après le tableau (III.3) on déduit le Pourcentage maximal de stockage est de :

$$P_{\max} = |-7,68| + |18,27| = 25,95 \%$$

$$P_{\max} = 25,95 \%$$

$$\text{Donc } V_u = \frac{25,95 * 696,3}{100} = 180,69 \text{ m}^3$$

$$V_u = 180,69 \text{ m}^3$$

On prend $V_{\text{inc}} = 120 \text{ m}^3$ ce qui donne le volume de réservoir:

$$V_r = 180,69 + 120 = 300,69 \text{ m}^3$$

$$V_r = 300,69 \text{ m}^3$$

Nous ne constatons que le volume des réservoirs existants est de $(250 + 150) = 400 \text{ m}^3$ qui est supérieur au volume calculé.

Les infrastructures de stockage installées au centre Ouled Sidi H'cen (un réservoir de 250 m^3 et 150 m^3), cela signifie que la capacité des réservoirs est largement suffisante.

III.5.3.1. Diamètre du réservoir de 250 m^3

On a $V = S * h$

$$S = \sqrt{\frac{4 * V}{\pi * h}}$$

V : Volume du réservoir en m^3 ;

S : Surface circulaire du réservoir en m^2 ;

h : hauteur d'eau dans le réservoir, comprise entre 4 et 6 m. On prend : h = 4 m.

h : 4 m

Donc :

$$D = \sqrt{\frac{4 * 250}{3,14 * 4}} \quad D = 8,92 \text{ m}$$

On prend $D = 9 \text{ m}$.

III.5.3.2. Diamètre du réservoir de 150 m³

On a $V = S * h$

$$S = \sqrt{\frac{4 * V}{\pi * h}}$$

V : Volume du réservoir en m³ ;

S : Surface circulaire du réservoir en m² ;

h : hauteur d'eau dans le réservoir, comprise entre 4 et 6 m. On prend : h = 4 m.

h : 4 m

Donc :

$$D = \sqrt{\frac{4 * 150}{3,14 * 4}}$$

D = 6,91 m

On prend D = 7,00 m.

III.8. Conclusion

Dans ce chapitre nous avons effectué le calcul de vérification de capacité de stockage des réservoirs existant au centre Ouled Sidi H'cen, on a déduit que leurs capacité sera suffisante pour l'horizon d'étude 2041 ce qui ne nécessitera pas l'implantation d'autres réservoir.

IV.1. Introduction

L'adduction est le transport de l'eau sur de longues distance, du point de prélèvement jusqu'aux réservoirs de stockage ou de distribution.

Suivant le relief de la région à alimenter, on distingue deux types d'adduction à savoir :

- ✓ Adduction gravitaire
- ✓ Adduction par refoulement

➤ Adduction gravitaire

Ce mode d'adduction est régi par l'effet de la pesanteur ; la cote du niveau de plan d'eau du point de départ de la conduite est supérieure à la cote du niveau du plan d'eau de point d'arrivée de cote dernière.

Ce type d'adduction est prédominant pour le cas de notre projet.

➤ Adduction par refoulement

Dans ce cas les eaux relevées par une pompe, car la cote à l'aval de la conduite d'adduction est supérieure à celle de l'amont.

Dans le tableau ci-après sont définies les déférentes adductions relatives à notre projet.

Tableau (V.1) : les déférentes adductions relatives à notre projet

Adduction	Type
Source El Hamame - SP	Gravitaire
SP - SR	Refoulement
Forage F1 - SR	Refoulement
SR - Réservoirs	Refoulement

IV.2. Choix de types de conduites

Le choix de type de conduite à utilisé repose sur certains critères qu'on doit, autant que faire se peut, respecter, notamment :

- Le diamètre économique ;
- La pression de l'eau ;
- La nature du terrain et les conduites de poses ;
- La disponibilité sur le marché ;

Dans notre projet nous avons adopté des conduites en Acier et en PEHD,

En raison des multiples avantages qu'elles présentent, notamment :

- Facile à poser (grande flexibilité). Possibilité d'enroulement en couronnes pour les petits diamètres.
- Permet des rayons de courbures inférieurs aux réseaux traditionnels.
- Faible au niveau des branchements, pas de fuites.
- Durée de vie prouvée par l'expérience et les tests de vieillissement (durée de vie théorique 50 ans à 20°C).
- Bonne caractéristique hydraulique (coefficient de la rugosité très faible).
- Répond parfaitement aux normes de potabilité.
- Résiste chimiquement lors du transport des fluides industriels et des eaux usées.
- Résiste la corrosion interne, externe et microbiologique.
- Se raccorde facilement au réseau existant (fonte, acier ... etc.).
- Insensible aux mouvements du terrain (tremblement de terre).

IV.3. Trace des conduites d'adductions

Le choix du tracé doit être effectué de telle manière à :

- Eviter les contres pentes qui peuvent donner lieu aux points hauts ; des sur-profondeurs et des sous-profondeurs par rapport à la profondeur normale sont parfois inévitables. Se renforcera de maintenir la pente du profil de pose au dessous de 0,002m/m.
- Eviter la multiplication des ouvrages coûteux et sensibles (traversé de route, rivière) Et cherche tracé le plus court possible à fin de réduire les courts d'investissement, et les frais d'exploitation.
- Le profil sera étudié de façon que l'air au niveau puisse à être évacuer facilement, car les contournements de l'air au niveau des points hauts peuvent engendrer la rupture de veine liquide (d'où le risque de cavitation en ces points).
- Recherche le profil en long le plus régulier de façon à obtenir de longs alignements raccorder par des courbes très ouvertes et le profil ne suivra pas forcément le niveau du sol.

IV.4. Description de schéma d'adduction

Étant donné que la capacité de stockage de la commune est suffisante pour les horizons de calcul. Dans le cadre d'étude, le point de démarrage du système d'adduction est de la source El Hammam situé à une cote terrain 827,95 m, d'une conduite principale en PEHD. L'eau s'écoulera gravitairement avec un débit de 91,58 m³/j jusqu'à la station de pompage Saakta (SP), située à une côte de 798,63 m sur une conduite de 830 ml de longueur. Cette station sera équipée d'une bache à eau de 100 m³, l'eau sera ensuite refoulée vers la station de reprise de reprise (SR) à la cote 890,12 m avec un débit de 7 l/s, par le biais d'une conduite en acier sur une longueur de 1370 ml, qui sera également équipée d'une bache. La deuxième adduction sera refoulée à partir d'un forage F1 avec un débit de $Q = 7$ l/s, situé à une cote de 813 m sur une conduite de 725 ml de longueur vers la station de reprise(SR).

Ensuite, la reprise est assurée avec un débit jusqu'au nouveau réservoir 250 et 150 m³, situé à une côte 976,81m sur une longueur de 777 ml. A partir de se réservoir l'eau sera injectée dans le réseau pour alimenter les différentes localités de du centre (Figure (IV.1)).

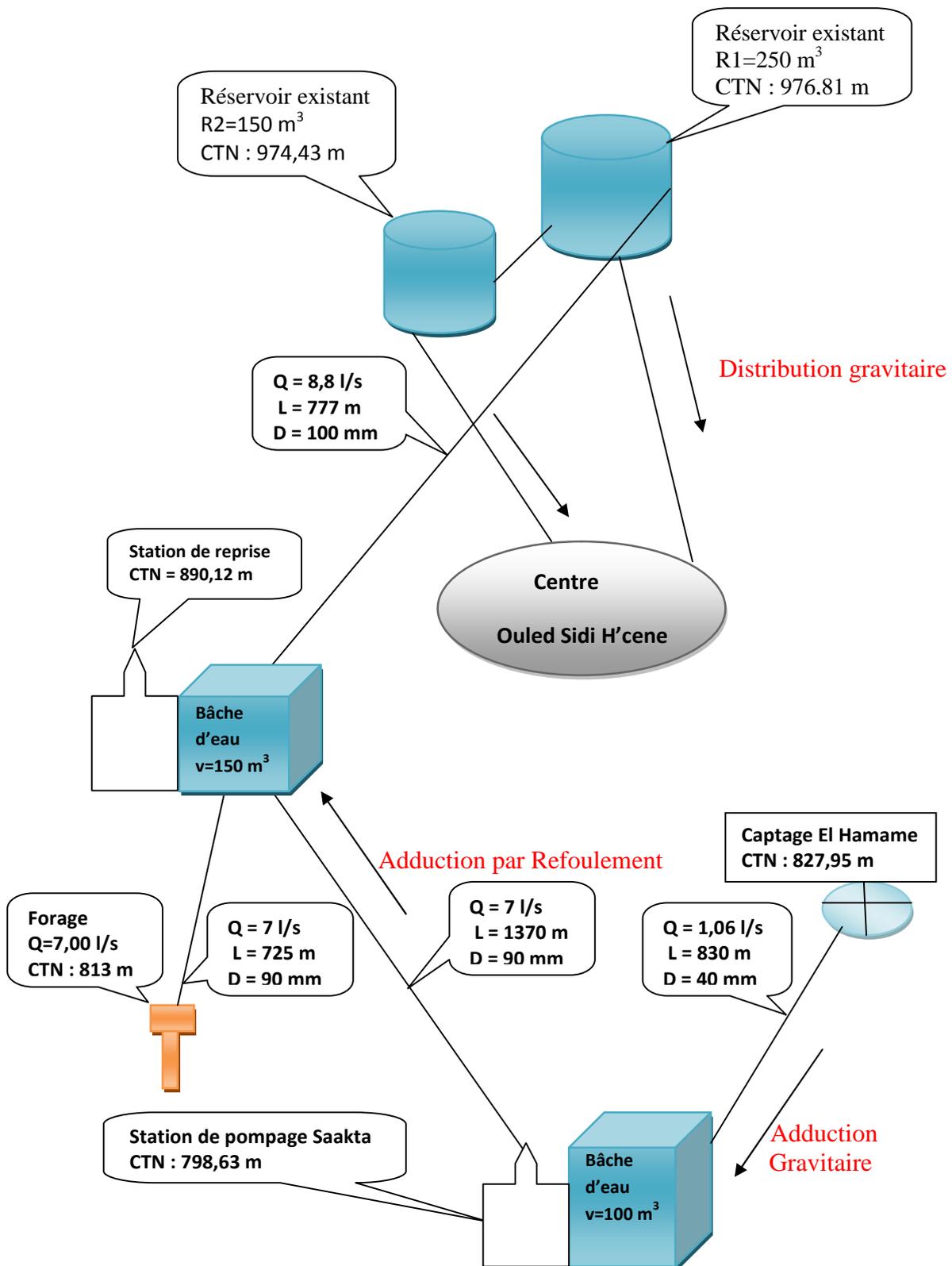


Figure (IV.1) : Schéma vertical de la chaîne d'adduction du centre Ouled Sidi H'cene

IV.5. Etude Technico-Economie des diamètres de refoulement

Le transport de l'eau constitue un investissement considérable généralement. On doit alors examiner toutes les options possibles sur les plans technique et financier. Le lien économique entre les stations de pompes et les conduites de refoulement nous impose de choisir notre diamètre tout en faisant un compromis entre les tendances suivantes :

- Les frais d'amortissement croissent avec le diamètre.
- Les frais d'exploitation de la station de pompage diminuent quand le diamètre augmente par suite de la diminution des pertes de charges.

IV.5.1. Calcul de diamètre économique

Pour dimensionner les conduites, on utilise dans une première approche la méthode de BONIN et BRESS, cette méthode permet de déterminer unique en fonction du débit.

- Formule de BONIN [5]:
$$D = \sqrt{Q} \quad (IV.1)$$

- Formule de BRESS [7]:
$$D = 1,5 * \sqrt{Q} \quad (IV.2)$$

Ou ;

D : diamètre de la conduite(m)

Q : débit transitant dans la conduite (m³/s)

Avec ses deux formules de BRESS et BONNIN, nous choisirons une gamme de diamètre, parmi lesquels nous choisirons à la fin, le diamètre le plus économique qui correspondra au cout minimale des frais d'exploitation augmenté des frais d'amortissement.

NB : La vitesse d'écoulement sera prise entre 0,5 et 1,5 (m/s).

IV.5.2. Les paramètres hydrauliques

IV.5.2.1. Calcul de la vitesse

La vitesse est tirée de la formule du débit.

$$Q = V * S = \frac{(V * \pi * D^2)}{4} \quad (IV.3)$$

Avec:

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

V: la vitesse d'écoulement en (m/s).

Q : débit transitant dans la conduite en (m³/s).

D : diamètre intérieur de la conduite.

NB : le diamètre intérieur pour les conduites utilisées (conduite en PEHD) est donné par la formule suivante :

$$D_{\text{int}} = D_{\text{ext}} - 2 * e \quad (\text{IV.5})$$

Avec :

D_{int} : diamètre intérieur (mm).

D_{ext} : diamètre extérieur (mm).

e : épaisseur de la conduite en (mm).

IV.5.2.2. Calcul des pertes de charge

On considère deux types de pertes de charge :

- Pertes de charge linéaires : dues aux frottements contre les parois internes de la conduite.
- Pertes de charge singulières (locales) : au niveau des coudes, clapets et les pièces spéciales.

A. Pertes de charge linéaires

Elles sont exprimées par la relation universelle de DARCY.

$$J = \frac{\lambda \cdot v^2}{2 \cdot g \cdot D} \quad (\text{IV.6})$$

Avec :

J : gradient des pertes de charge.

V : vitesse en (m/s)

g : accélération de la pesanteur $g = 9.81$ (m/s²)

D : diamètre en (m)

λ : coefficient de frottement donné ou de résistance qui dépend du régime d'écoulement et de la rugosité relative (K/D) de la conduite.

λ sera déterminé avec la formule de COOLBROOK ; pour un régime transitoire :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 * \log\left(\frac{k}{3.7D} + \frac{2.51}{\text{Re}\sqrt{\lambda}}\right) \quad (\text{IV.7})$$

IV.5.2.3. Rugosité absolue (K)

Elle est donnée par la mesure de l'épaisseur des aspérités (rugosités) des parois internes de la conduite.

Soit :

$$K = K_0 + (\Omega * t) \quad (\text{IV.8})$$

Ou :

K_0 : rugosité absolue des tuyaux neufs.

Ω : coefficient de vieillissement déterminé à partir de l'abaque de LAMON PETER.

t : temps de service du tuyaux ; soit (26ans).

Alors :

Pour l'acier : $K = 0,05$ mm.

Pour le PEHD : $K = 0,02$ mm.

IV.5.2.4. Rugosité relative K/D

C'est le rapport entre la rugosité absolue K et le diamètre de la conduite D .

IV.5.2.5. Nombre de REYNOLDS

Il est donné par la relation :

$$Re = \frac{V \cdot D}{\nu} \quad (IV.9)$$

Ou :

ν : viscosité cinématique de l'eau prise égale à $10^{-6} \text{ m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$ à la température de 20°C .

Elle est calculée par la relation :

$$\nu = \frac{0,0178}{1 + 0,00337 \theta + 0,000221 \theta^2} \quad (\text{m}^2/\text{s}) \quad (IV.10)$$

$$A = \theta 20^\circ\text{C} \implies \nu = 1.301 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2 \cdot \text{s}^{-1}.$$

Une fois trouvé tous ces paramètres on peut évaluer les pertes de charge linéaires pour toute la longueur de la conduite « L ».

Soit :

$$H_l = J \cdot L = \frac{\lambda \cdot V^2}{D \cdot 2g} \cdot L \quad (IV.11)$$

IV.5.2.6. Pertes de charges singulières (locales)

Ces derniers sont généralement causées par les pièces spéciales, (coudes, vannes, clapets, etc).

On les estime à 15% des pertes linéaire :

$$H_s = 0.15 \cdot H_l = 0.15 \cdot \frac{\lambda \cdot V^2}{D \cdot 2g} \cdot L \quad (IV.12)$$

IV.5.2.7. Pertes de charges totales

C'est la somme des deux pertes de charges singulières et linéaires ;

$$H_t = H_l + H_s \quad (IV.12)$$

$$H_t = (1.15 \cdot L) \cdot \frac{\lambda \cdot V^2}{D \cdot 2g} = L_{eq} \cdot \frac{\lambda \cdot V^2}{D \cdot 2g} \quad (IV.13)$$

Ou :

$L_{eq} = 1.15 * L$ (Longueur équivalente).

IV.5.3. Calcul de la hauteur manométrique totale

Elle est définie comme étant la somme de la hauteur géométrique (Hg) et des pertes de charges à l'aspiration (ΔH_{asp}) et refoulement (ΔH_{ref})

Hg : égale à la différence des cotes d'arrivée au réservoir et du niveau dynamique du forage.

$$Hg = CTP - ND + 4 = (976,81 - 813) + 4$$

$$Hg = 167,81 \text{ m}$$

ND : niveau dynamique du forage.

CTP : cote de trop plein.

H_{asp} : pertes de charges à l'aspiration estimées à 0,50 m

$$H_{MT} = Hg + \Delta H_T + \Delta H_{asp} \quad (IV.14)$$

Ou :

Hg : Hauteur géométrique

ΔH_T : Pertes de charge (linéaires et singulières).

ΔH_{asp} : Perte de charge à l'aspiration.

Remarque

Dans notre projet, $Hg = CTN - CTP + 4$

IV.5.4. Les paramètres économiques

IV.5.4.1. Calcul des frais d'exploitation

A. Puissance à fournir par la pompe

La puissance à fournir par la pompe est donnée par la formule suivante :

$$P = \frac{(\rho * g * H_{mt} * Q)}{\mu} \quad (IV.15)$$

P : la puissance à fournir en kw

g : accélération de la pesanteur en m/s^2

ρ : masse volumique de l'eau en kg/m^3

Hmt : la hauteur manométrique totale en m

Q : débit en m^3/s

μ : Rendement de la pompe.

B. Calcul de l'énergie consommé par la pompe

L'énergie consommée par le moteur de la pompe est donnée par la formule suivante :

Soit :

$$E = P * t * 365 \quad (IV.16)$$

Ou :

E : énergie consommé en kw/h

t : nombre d'heures de pompage par jour

P : puissance de pompage en (kw)

IV.5.5. Prix de l'énergie (exploitation)

Le tarif de l'énergie étant fixé par la SONALGAZ.

Soit :

$$T = 4,75 \text{ (DA/kw/h)}$$

E : est l'énergie consommée par la pompe (kw/h)

On a :

$$PE = T * E \quad (IV.17)$$

PE : Prix de l'énergie en DA

IV.5.6. Amortissement

L'amortissement s'obtient en multipliant le prix du revient par l'annuité. L'annuité est donnée

par :

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

Ou :

A : Annuité.

i : taux d'anuité annuel égal à 8%.

n : nombre d'années à amortir, soit 25ans.

$$A = \frac{0,08}{(1+0,08)^{25} - 1} + 0,08 = 0,09368 \text{ DA.}$$

IV.5.6.1. Frais d'amortissement

$$F = Pu * L * A \quad (IV.19)$$

D'où :

F : Frais d'amortissement en (DA) ;

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

L : Longueur du tronçon (m).

IV.5.7. Prix unitaire des différents diamètres

Le prix unitaire des différents diamètres sont résumés dans les tableaux (II-1) et (II.2).
Pour les conduites en PEHD [11].

Tableau (IV.2) : Le prix des différents diamètres pour les conduites en PEHD

Diamètres (mm)	Prix (DA/mL)
32	78,45
40	121,48
50	188,4
63	298,07
75	418,99
90	527,78
110	783,08
125	1004,42
160	1641,6
200	2577,92
250	3988,48

Pour les conduites en fonte (acier) [9] :

Tableau (IV.3) : Le prix des différents diamètres pour les conduites en acier

Diamètres (mm)	Prix (DA)
50	3552,84
100	4333,28
150	5233,72
200	6274,16
250	7498,60
300	8911,04
350	10499,48
400	12251,92
450	14156,36

IV.6. Calcul les diamètres économiques

IV.6.1. Adduction gravitaire

- **1er tronçon** : Source EL Hamame - Station de pompage (écoulement gravitaire).

Côte de départ : 827,95 m

Cote d'arrivé : 798,63 m.

Dénivelée : Hg = 29,32 m.

Longueur : L = 830 m.

Débit à véhiculer : Q = 0,00106 m³/s

$$V_{\min} = 0,5 \text{ m/s}; \quad \text{Avec} \quad D_{\max} = \sqrt{\frac{4 * Q}{\pi * V_{\min}}} \quad \text{D'où} \quad D_{\max} = 0,05196 \text{ m.}$$

$$V_{\max} = 1,5 \text{ m/s} \quad \text{Avec} \quad D_{\min} = \sqrt{\frac{4 * Q}{\pi * V_{\max}}} \quad \text{D'où} \quad D_{\min} = 0,0300 \text{ m.}$$

Les diamètres normalisés choisis selon le fabricant sont : 32 mm, 40 mm et 50 mm

A. Calcul de la Ht

Tableau (IV.4) : Calcul de la Ht du 1er tronçon de l'adduction gravitaire

D (mm)	V (m/s)	Re	L (m)	λ	j (m/m)	Ht (m)
32	1,31867	42197,4522	830	0,021908	0,060678587	60,43587281
40	0,84394	33757,9618	830	0,022989	0,020864288	20,78083093
50	0,54012	27006,369	830	0,024176	0,007189726	7,160966913

On prend le diamètre Φ 40 en PEHD qui présente une vitesse acceptable.

$$V = 0,8439 \text{ m/s.}$$

$$H_t = 20,78 \text{ m.}$$

La hauteur piézométrique au niveau de la bêche d'eau est :

$$H_p = H_g - H_t$$

$$H_p = 29,32 - 20,78 = 8,54 \text{ m.}$$

La pression est de 0,854 bars.

B. Calcul des frais d'amortissement

$$F = P_u * L * A$$

$$F = 9445,4814 \text{ DA}$$

IV.6.2. Adduction par refoulement

- **1er tronçon** : Station de pompage - Station de reprise (écoulement par refoulement)

Côte de départ : 798,63 m

Cote d'arrivé : 890,12 m.

Dénivelée : $H_g = 93,49 \text{ m.}$

Longueur : $L = 1370 \text{ m.}$

Débit à véhiculer : $Q = 0,007 \text{ m}^3/\text{s}$

D'après BONNIN : $D = \sqrt{Q} = \sqrt{0,007} = 0,083 \text{ m.}$

D'après BRESS : $D = 1.5 * \sqrt{Q} = 1.5 * \sqrt{0,007} = 0,1255 \text{ m.}$

On choisit une gamme de diamètre ayant entre (90 mm et 125 mm) avec une vitesse :
 $0.6 \leq V \leq 1.3 \text{ (m/s).}$

A. Calcul de la HMT

Tableau (IV.5): Calcul de la HMT du 1er tronçon de l'adduction principale

D (mm)	V (m/s)	Re	L (m)	Λ	j (m/m)	Ht (m)	HMT (m)
90	1,10	99079,97	1370	0,020575	0,014122202	23,2164952	116,7064952
100	0,89	89171,97	1370	0,020642	0,008366212	13,75380038	107,2438004
125	0,57	71337,58	1370	0,020950	0,002782351	4,573636567	98,06363657

B. Calcul des frais d'exploitation

Tableau (IV.6) : Calcul des frais d'exploitations du 1^{er} tronçon de l'adduction principale

D (mm)	P (kw)	E (kwh)	PU (DA/kw)	Frais d'exploitation (DA)
90	10,6856467	15611,15389	4,75	74152,98097
100	9,81924236	14345,4078	4,75	68140,68748
125	8,9787065	13108,911	4,75	62267,32998

C. Calcul des Frais d'amortissement

Tableau (IV.7) : Calcul des frais d'amortissement du 1^{er} tronçon de l'adduction principale

D (mm)	PU (DA/ml)	L (m)	Dépense (DA)	Frais d'amortissements (DA)
90	3520,09	1370	4822523,3	451768,0947
100	4333,28	1370	5936593,6	556132,8402
125	4889,01	1370	6697943,7	627455,188

D. Calcul le bilan

Tableau (IV.8) : Calcul du bilan du 1^{er} tronçon de l'adduction principale

D (mm)	Frais d'amortissement (DA)	Frais d'exploitation (DA)	Bilan (DA)
90	451768,0947	74152,98097	525921,0757
100	556132,8402	68140,68748	624273,5277
125	627455,188	62267,32998	689722,518

Le diamètre $\Phi 90$ en acier épaisseur 5 mm est le plus économique.

Il présente une vitesse acceptable :

$$V = 1,10 \text{ m/s.}$$

$$\text{HMT} = 116,7064952 \text{ m.}$$

- **2eme tronçon : forage F1 – SR (station de reprise).**

Côte de départ : 813 m.

Cote d'arrivé : 890,12 m.

Dénivelée : $H_g = 77,12 \text{ m.}$

Longueur : $L = 725 \text{ m.}$

Débit à véhiculer : $Q = 0,007 \text{ m}^3/\text{s.}$

D'après BONNIN : $D = \sqrt{Q} = \sqrt{0,007} = 0,083 \text{ m.}$

D'après BRESS : $D = 1.5 * \sqrt{Q} = 1.5 * \sqrt{0,007} = 0,1255 \text{ m.}$

On choisit une gamme de diamètre ayant entre (90mm et 125 mm) avec une vitesse :

$$0.6 \leq V \leq 1.3 \text{ (m/s).}$$

A. Calcul de la HMT

Tableau (IV.9) : Calcul de la HMT du 2eme tronçon de l'adduction principal

D (mm)	V (m/s)	Re	L (m)	λ	j (m/m)	Ht (m)	HMT (m)
90	1,10	99079,97	725	0,020575	0,01412220	12,2861	89,40610148
100	0,89	89171,97	725	0,020642	0,00836622	7,278471	84,398471
125	0,57	71337,58	725	0,020950	0,00278231	2,42035511	79,54035512

B. Calcul des frais d'exploitation

Tableau (IV.10) : Calcul des frais d'exploitations du 2eme tronçon de l'adduction principal

D (mm)	P (kw)	E (kwh)	PU (DA/kw)	Frais d'exploitation (DA)
90	8,186022651	65733,76189	4,75	312235,369
100	7,727524005	62052,01776	4,75	294747,0844
125	7,282714915	58480,20076	4,75	277780,9536

C. Calcul des frais d'amortissements

Tableau (IV.11) : Calcul des frais d'amortissements du 2^{ème} tronçon de l'adduction principale

D (mm)	PU (DA/ml)	L (m)	Dépense (DA)	Frais d'amortissements (DA)
90	3520,09	725	2552065,25	239074,3567
100	4333,28	725	3141628	294303,8753
125	4889,01	725	3544532,25	332047,4535

D. Calcul le bilan

Tableau (IV.12) : Calcul le bilan du 2eme tronçon de l'adduction principale

D (mm)	Frais d'amortissement (DA)	Frais d'exploitation (DA)	Bilan (DA)
90	239074,3567	312235,369	551309,7257
100	294303,8753	294747,0844	589050,9596
125	332047,4535	277780,9536	609828,4071

Le diamètre Φ 90 en acier est le plus économique.

Il présente une vitesse acceptable :

$$V = 1,10 \text{ m/s.}$$

$$\text{HMT} = 89,406 \text{ m.}$$

- **3eme tronçon : SR (station de reprise) – réservoir (R1).**

Côte de départ : 890,12 m

Cote d'arrivé : 976,81 m.

Dénivelée : $H_g = 90,69 \text{ m.}$

Longueur $L = 777 \text{ m.}$

Débit à véhiculer : $Q = 0,0088 \text{ m}^3/\text{s}$

D'après BONNIN : $D = \sqrt{Q} = \sqrt{0,0088} = 0,0938 \text{ m.}$

D'après BRESS : $D = 1.5 * \sqrt{Q} = 1.5 * \sqrt{0,0088} = 0,1407 \text{ m.}$

On choisit une gamme de diamètre ayant entre (100mm et 150 mm) avec une vitesse :

$$0.6 \leq V \leq 1.3 \text{ (m/s).}$$

A. Calcul de la HMT**Tableau (IV.13) : Calcul de la HMT du 3eme tronçon de l'adduction principal**

D (mm)	V (m/s)	Re	L (m)	λ	j (m/m)	Ht (m)	HMT (m)
100	1,1210191	112101,9	777	0,02003281	0,01283125	11,963860	102,653860
125	0,7174522	89681,52	777	0,02022487	0,00424485	3,95790220	94,6479022
150	0,4982307	74734,607	777	0,02053739	0,00173227	1,61517018	92,3051701

B. Calcul des frais d'exploitation**Tableau (IV.14) : calcul des frais d'exploitations du 3eme tronçon de l'adduction principal**

D (mm)	P (kw)	E (kwh)	PU (DA/kw)	Frais d'exploitation (DA)
100	11,81586995	94881,43568	4,75	450686,8195
125	10,89435214	87481,64765	4,75	415537,8263
150	10,62469431	85316,2953	4,75	405252,4027

C. Calcul des frais d'amortissements**Tableau (IV.15) : Calcul des frais d'amortissements du 3^{eme} tronçon de l'adduction principal**

D (mm)	PU (DA/ml)	L (m)	Dépense (DA)	Frais d'amortissements (DA)
100	4333,28	777	3366958,56	315412,567
125	4889,01	777	3798760,77	355863,2708
150	5233,72	777	4066600,44	380954,1641

D. Calcul de bilan**Tableau (IV.16) : Calcul le bilan du 3eme tronçon de l'adduction principale**

D (mm)	Frais d'amortissement (DA)	Frais d'exploitation (DA)	Bilan (DA)
100	315412,567	450686,8195	766099,3865
125	355863,2708	415537,8263	771401,0972
150	380954,1641	405252,4027	786206,5668

Le diamètre $\Phi 100$ en acier épaisseur 5 mm est le plus économique.

Il présente une vitesse acceptable :

$$V = 1,121 \text{ m/s.}$$

$$\text{HMT} = 102,6538 \text{ m.}$$

IV.7. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons traité deux types d'adduction, à savoir ; l'adduction par refoulement et l'adduction gravitaire, le dimensionnement de ses conduites d'adduction par refoulement est comme suit :

SP – SR : $\Phi 90$ en acier

F1 – SR : $\Phi 90$ en acier

SR – Réservoir : $\Phi 100$ en acier

Adduction gravitaire :

Source – SP : $\Phi 40$ en PEHD.

Pour assurer l'alimentation en eau potable des réservoirs en continu ; il est nécessaire de faire un choix convenable des pompes, ce qui fera l'objet du chapitre suivant.

V.1. Introduction

Une pompe est une machine qui déplace un fluide d'un endroit à un autre en augmentant sa pression. Le débit fourni ne peut être supérieur à celui qu'elle reçoit. La pression donnée au liquide après son passage dans la pompe permet de vaincre les pertes de charges et d'élever ce liquide à une certaine hauteur. Cette pression s'exprime en bars. Les pompes les plus utilisées sont les pompes centrifuges, vu qu'elles permettent le refoulement des débits importants à des hauteurs considérables, et qu'elles constituent des groupes légers peu coûteux et présentent un bon rendement.

V.2. Choix de la pompe

Le choix de la pompe dépendra en générale de ce qu'on attend d'elle en matière de charge de

Pompage et de débit. Ces deux facteurs, débit à être refoulé et la charge de pompage (HMT), sont emportés sur les caractéristiques des diverses pompes des gammes des catalogues des pompes. Dans notre cas ; on va déterminer à l'aide du logiciel (PUMP TUTOR Caprari) les pompes qui pourront être employé dans notre réseau d'adduction.

Après l'utilisation du logiciel Caprari on va obtenir les résultats précis qui nous permettent de déterminer les pompes qui répondent parfaitement aux exigences du réseau, tout en ayant un bon rendement [10].

V.3. Différentes types de pompe

Les différents types de pompes utilisées sont :

- Les pompes centrifuges,
- Les pompes à hélices,
- Les pompes à hélices centrifuges.

V.4. Éléments de base pour le calcul et le choix des pompes

Le choix d'un type de pompe doit être fait en accord avec les caractéristiques hydrauliques de l'installation envisagée (débit, hauteur manométrique) mais aussi des conditions particulières d'utilisation. Comme les besoins en eau sont presque tout le temps continus, il conviendra de privilégier au maximum le rapport puissance consommé sur débit fourni.

V.4.1. Hauteur manométrique totale

Lors du pompage, la pompe ne doit pas seulement une pression équivalente à celle correspondant à la différence de niveau entre l'aspiration et le refoulement (appelée la hauteur géométrique d'élévation) mais également la pression nécessaire pour vaincre les pertes de charge dans les canalisations d'aspiration et de refoulement (respectivement J_{asp} et J_{ref}).

On appelle hauteur manométrique totale la somme de la hauteur géométrique et de pertes de charge à l'aspiration et au refoulement.

$$H_{mt} = H_g + H_{asp} + H_t$$

V.4.2. Courbe caractéristique d'une pompe

Les courbes principales qui caractérisent une pompe sont au nombre de trois (hormis la courbe du NPSH) :

- La courbe débit-hauteur
- La courbe de puissance absorbée
- La courbe de rendement

V.4.2.1. Puissance absorbée

La puissance absorbée par une pompe est la puissance nécessaire pour son entraînement mécanique, elle s'exprime par la formule :

$$P = \frac{g \cdot Q \cdot H}{\eta} \quad (V.1)$$

P : puissance en KW ;

g : accélération de la pesanteur en m/s^2 ;

H : hauteur manométrique totale en m ;

Q : débit refoulé en m^3/s ;

η : rendement de la pompe.

V.4.2.2. Le rendement

Chaque constructeur fournit la courbe de rendement pour chaque type de pompe, il existe un maximum au voisinage duquel il convient d'utiliser la pompe. A titre indicatif, le rendement optimum des pompes centrifuges se situe généralement entre 0,70 et 0,80.

V.5. Point de fonctionnement (voir la figure (V.1))

Après avoir tracé sur le même graphique, les deux courbes :

- Les caractéristiques de la pompe $H = f(Q)$.

- Les caractéristiques du réseau $H_r = f(Q)$.

L'intersection en un point P(Q,H) de ces deux courbes sera le point de fonctionnement de la pompe qu'on aura choisie, [1].

lorsque le point P est situé au voisinage immédiat du rendement maximal, la pompe débite alors dans les conditions optimales d'utilisation. Cette condition n'est pas satisfaite dans la plus part des cas et que le point de fonctionnement ne coïncide pas toujours avec le point désiré. On opéra alors des modifications dans le fonctionnement ou le dimensionnement de la pompe afin de l'adapter aux conditions de marche désirées. Ceci consiste à l'étude puis comparaison des quatre variantes suivantes :

✓ **1ère variante**

Accepter le point de fonctionnement P (Q,H) tel qu'il est donné, et par ailleurs, on aura un débit supérieur à celui désiré et un temps de pompage par conséquence réduit.

La puissance absorbée par la pompe :

$$P_a = \frac{g \cdot Q_2 \cdot H_2}{\eta_2}$$

H_2 : rendement du point de fonctionnement.

✓ **2ème variante**

Accepter la caractéristique $H = f(Q)$ de la pompe et vanner sur le refoulement de façon à avoir le débit désiré. Il créera alors une perte de charge h .

La pompe absorbera :

$$P_a = \frac{g \cdot Q_1 \cdot H_3}{\eta_1} \quad (\text{V.2})$$

Avec :

$$H_3 = H_1 + h$$

η_1 : rendement du point désiré.

✓ **3ème variante**

On fait varier la vitesse de rotation de la pompe de façon à trouver une vitesse N_2 qui fera passer la caractéristique $H(Q)$ de la pompe par le point désiré. Ceci consiste à tracer une parabole $H = A \cdot Q^2$ qui passera par l'origine et par le point P1 désiré et coupera la caractéristique de la pompe en un point P4 (Q_4, H_4). Ce point permettra de trouver la vitesse de rotation N_2 par la relation suivante :

$$\frac{Q_4}{Q_1} = \frac{N_1}{N_2} \quad (\text{V.3})$$

Avec :

$$N_2 = N_1 \cdot \frac{Q_1}{Q_4} \quad (\text{V.4})$$

Pour la parabole :

$$H = A \cdot Q^2 \quad (\text{V.5})$$

On à :

$$A = \frac{H_1}{Q_1^2} \quad (\text{V.6})$$

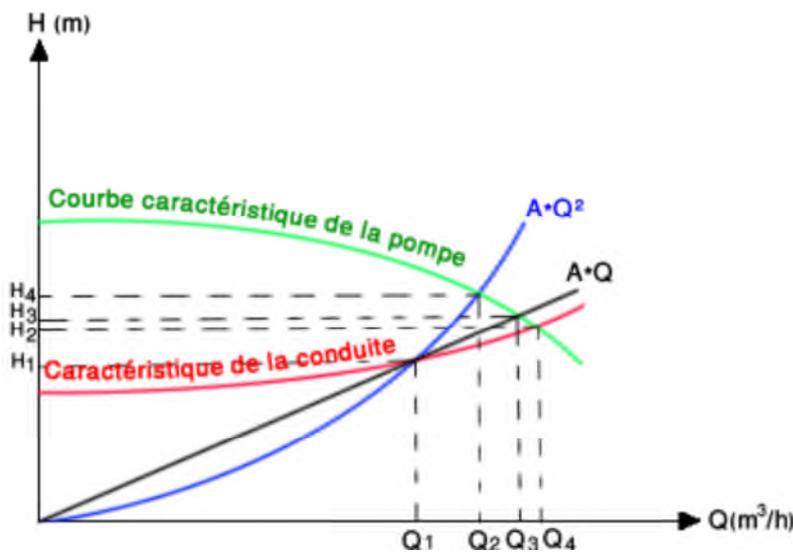


Figure (V.1) : Recherche du point de fonctionnement désiré

V.6. La cavitation

La cavitation est un phénomène très complexe de formation de cavités remplies de vapeur ou gaz dans un liquide en mouvement

Cas d'une pompe centrifuge : quand un liquide coule dans un tuyau d'aspiration et qu'il entre dans l'œil l'impulser, sa vélocité augmente ce qui amène une réduction de pression. Si cette pression descend en dessous de la tension de vapeur correspondant à la température de liquide, celui-ci va se vaporiser et le courant qui s'écoule consistera à la fois de liquide et de poches de vapeur. Continuant son mouvement dans l'impulser, le liquide arrive à une zone de pression plus élevée et les cavités de vapeur disparaissent. C'est cette disparition de poches de vapeur qui cause le bruit relié à la cavitation.

La cavitation peut varier de très légère à très forte : dans le premier cas le seul effet est une baisse de l'efficacité ; dans le deuxième cas, une forte cavitation très et peut briser l'impulser de la pompe ou d'autres parties [18].



Figure (V.2): Principe de la cavitation

V.6.1. Pression absolue minimale admissible à l'aspiration (NPSHD)

La charge absolue à l'aspiration est la différence entre la hauteur totale d'aspiration, rapporté à la pression absolue, et la tension de vapeur du liquide ; autrement dit, c'est la valeur de la pression absolue diminuée de la tension de vapeur pour une température donnée. C'est une hauteur qui dépend de l'installation envisagée, et il est donné par la formule suivante :

$$\text{NPSHD} = \left(\frac{P_{\text{atm}}}{\omega}\right) + H_a - \left(\frac{P_s}{\omega}\right) \quad (\text{V.7})$$

P_{atm} : pression atmosphérique

ω : ρg

H_a : hauteur d'aspiration ;

P_s : pression de la vapeur saturante.

V.6.2. NPSH requis

C'est la hauteur minimum de liquide (supposé à sa température d'ébullition), nécessaire au dessus de l'aspiration, pour empêcher la cavitation.

Il dépend :

- Du type de pompe
- Du point de fonctionnement

Il est donné par le fabricant de la pompe sous la forme d'une courbe donnant le NPSH est indépendant de la nature du liquide pompé.

V.6.3. Pression de vapeur saturante (P_s)

C'est la pression de vapeur maximale que l'air peut supporter à une température donnée. C'est le cas de l'air en contact de l'eau. La pression de vapeur saturante augmente avec la température.

A une température donnée, un liquide à une pression d'ébullition bien donnée correspond sa tension de vapeur. Si la pression en un point de ce liquide devient inférieure à la tension de vapeur il entre en ébullition.

V.6.4. Condition de non cavitation

Il est indispensable que le NPSH disponible dans le système hydraulique soit plus élevé que NPSH requis par la pompe. Généralement on prend une marge de sécurité supplémentaire de 0,5m [18].

$$\text{NPSH}_r < \text{NPSH}_d \quad (\text{V.8})$$

Pour le cas de notre étude les pompes seront installées en charge, alors le risque de cavitation est très négligeable (inutile de la vérifier)

V.7. Type de pompes a adopté pour le cas de saakta

Pour le choix des pompes, on a utilisé le logiciel PUMP TUTOR(CAPRARI) des pompes horizontales. Les résultats obtenus sont les suivants :

V.7.1. Caractéristique de station pompage – station de reprise

- Débit refoulé : $Q = 7 \text{ l/s}$
- Hauteur manométrique totale : $H_{mt} = 116,71 \text{ m}$.
- Hauteur géométrique : $H_g = 93,49 \text{ m}$.

D'après le logiciel (CAPRARI) on a opté pour la pompe de type : HVU25 / 4A+20 dont une pour le secours et dont les caractéristique sont les suivantes :

- Débit = $7,63 \text{ l/s}$;
- La vitesse de rotation : $N = 2900 \text{ tr/mn}$;
- Le rendement du moteur : $\eta = 70,9 \%$;
- La puissance absorbée : $P_a = 15 \text{ KW}$;
- $NPSH = 2,9 \text{ m}$;
- La hauteur de refoulement = 121 m ;
- Le point de fonctionnement de la pompe P ($Q = 7,63 \text{ l/s}$, $H = 121 \text{ m}$, $\eta = 70,9\%$)
- Le point désiré P1 ($Q = 7 \text{ l/s}$, $H = 116,71 \text{ m}$, $\eta = 75\%$)

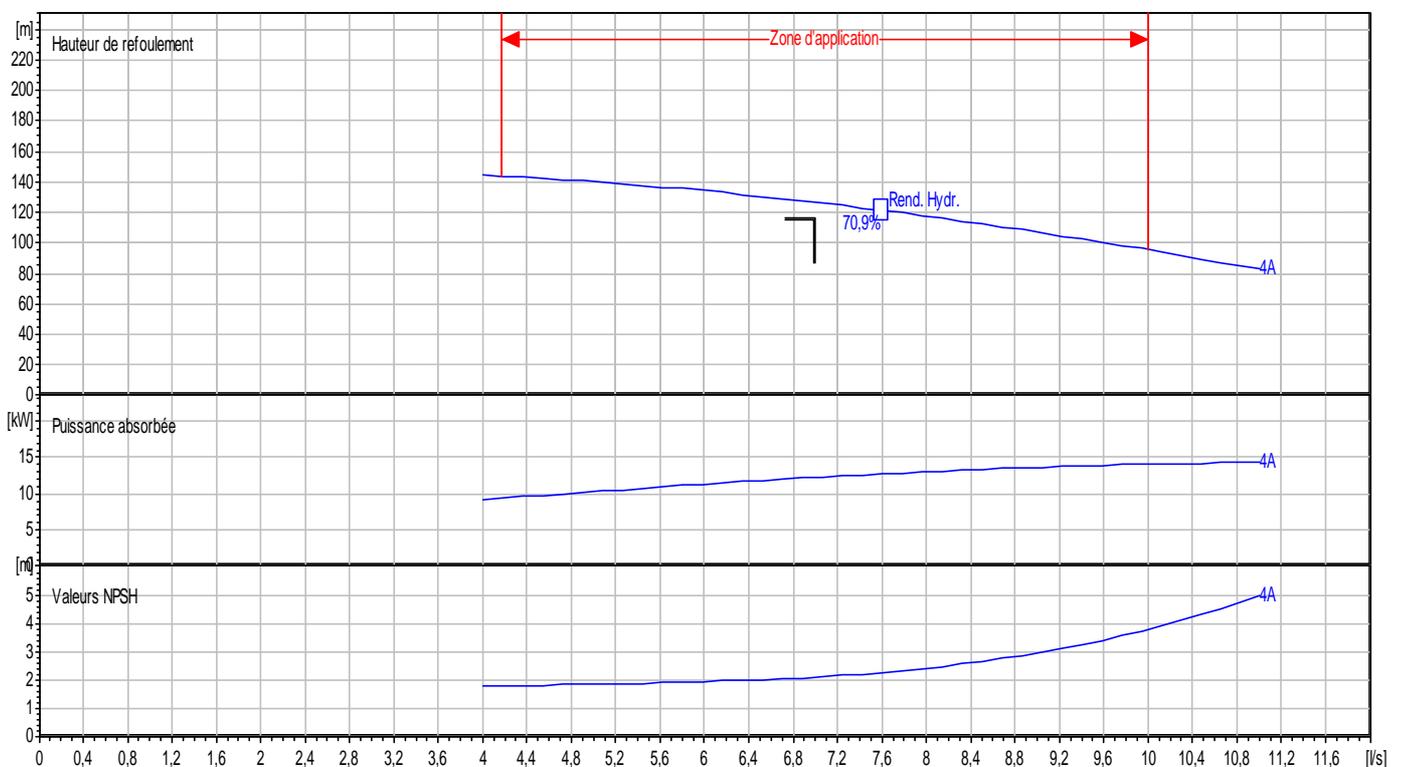


Figure (V.3) : Caractéristique de la pompe de la Station de refoulement Saakta

V.7.2. Réalisation du point de fonctionnement

V.7.2.1. Etudes des variantes

Dans le but d'optimiser la modification qui sera apportée au fonctionnement de la pompe, nous étudierons chaque variante séparément ce qui permettra de dégager le cout de chaque techniques. Celle qui offre le meilleur compromis faisabilité – cout sera retenue.

✓ 1ere variante : Agir sur le temps de pompage

$$Q1 * T1 = Q2 * T2$$

$$T2 = \frac{Q1 * T1}{Q2} = \frac{7 * 2}{7,63} = 1,83 \text{ h}$$

A. La puissance absorbée

$$Pa = \frac{g * Q2 * H'}{\eta'} = \frac{9,81 * 0,00763 * 121}{0,709} = 12,77 \text{ KW.}$$

$$Pa = 12,77 \text{ KW.}$$

B. Calcul des frais d'exploitation

$$F_{exp} = Pa * T1 * 365 * T$$

Avec :

Pa : Puissance absorbée par la pompe (kw)

T1 : temps de pompage (h)

T : Prix d'un kwh (T = 4.75 DA, fixée par SONALGAZ)

$$F_{exp} = 12,77 * 1,83 * 365 * 4.75$$

$$F_{exp} = 40516,177 \text{ DA}$$

✓ 2eme variante : Régulation par étouffement (Vannage)

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

$$h = H' - H1$$

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

H' : La hauteur créée par la pompe pour le débit désiré Q1.

H1 : La hauteur désirée en (m).

$$\text{Donc : } h = 121 - 116,71 = 4,29 \text{ m.}$$

A. La puissance absorbée

$$Pa = \frac{g * Q1 * H'}{\eta} = \frac{9,81 * 0,007 * 121}{0,75} = 11,08 \text{ kw}$$

B. Calcul des frais d'exploitation

$$F_{\text{exp}} = 11,08 * 2 * 365 * 4,75$$

$$F_{\text{exp}} = 38419,9 \text{ DA.}$$

✓ 3eme Variante : Modification de la vitesse de rotation de rotation de la pompe

L'équation de la courbe iso-rendement s'écrit :

$$H = \frac{H_1}{Q_1^2} * Q^2 = \frac{116,7}{7^2} * Q^2 = 2,38 * Q^2$$

Cette courbe passe par le point P2 (Q = 7,206 l/s, H = 123,38 m), d'où :

On a :

$$\frac{Q_1}{Q_2} = \frac{N_1}{N_2} \quad \Longrightarrow \quad N_2 = N_1 * \frac{Q_1}{Q_2}$$

Avec :

N2 = Vitesse de rotation prévue ;

N1 : Vitesse de rotation de la pompe choisie ;

Q1 : Débit obtenu par la pompe ;

Q2 : Débit désiré.

Donc :

$$N_2 = 2900 * \frac{7}{7.206} = 2817 \text{ tr/min}$$

Donc la vitesse de rotation permettant de satisfaire le débit de la hauteur requise doit être 2817 tr/min.

A. La puissance absorbée

$$P_a = \frac{g * Q_1 * H_1}{\eta_1} = \frac{9,81 * 0,007 * 116,71}{0,75}$$

$$P_a = 10,68 \text{ kW}$$

B. Calcul des frais d'exploitation

$$F_{\text{exp}} = 37032,90 \text{ DA}$$

C. Conclusion

On remarque que le point de fonctionnement désiré ne coïncide pas avec le point de fonctionnement de la pompe choisie. Donc on doit apporter des modifications pour avoir ce point. Alors la solution la plus adéquate est la modification du temps de pompage (1ère variante), qui présente les frais d'exploitation minimale.

V.7.2.2. Vérification du non cavitation

La cote du plan d'aspiration : Ca = 798,63 m.

Hauteur d'aspiration : ha = 0,5m.

Ja = 0m.

[NPSH] r = 2,3 m.

A. Calcul de pression à la cote d'aspiration

$P_0 = 10,33 - (0,0016 * 798,63) = 9,05 \text{ m.}$

$[NPSH]d = \frac{P_0}{\rho * g} + h_a - (J_a + T_v)$

[NPSH]d = 9,31m.

[NPSH] d > [NPSH] r, donc le groupe est en dehors de la zone de cavitation.

VI.7.3. Caractéristique de forage F1 – SR (station de reprise)

- Débit à véhiculer : Q = 604,8 m³/j ; Soit Q=0,007 m³/s. Débit refoulé : Q =7 l/s
- Hauteur manométrique totale : Hmt = 89,41 m.
- Hauteur géométrique : Hg = 77,12 m.

D'après le logiciel (CAPRARI) on a opté pour la pompe immergée de type : E6RX47 dont une pour le secours et dont les caractéristique sont les suivantes :

- Débit = 7,72 l/s ;
- La vitesse de rotation : N = 2900 tr/mn ;
- Le rendement du moteur : η = 76,1 % ;
- La puissance absorbée : P_a = 9,2 KW ;
- NPSH = 6,22 m ;
- La hauteur de refoulement = 92,1 m ;
- Le point de fonctionnement de la pompe P (Q = 7,72l/s, H = 92,1 m, η = 76,1%)
- Le point désiré P1 (Q =7 l/s, H=89,41 m, η = 75%)

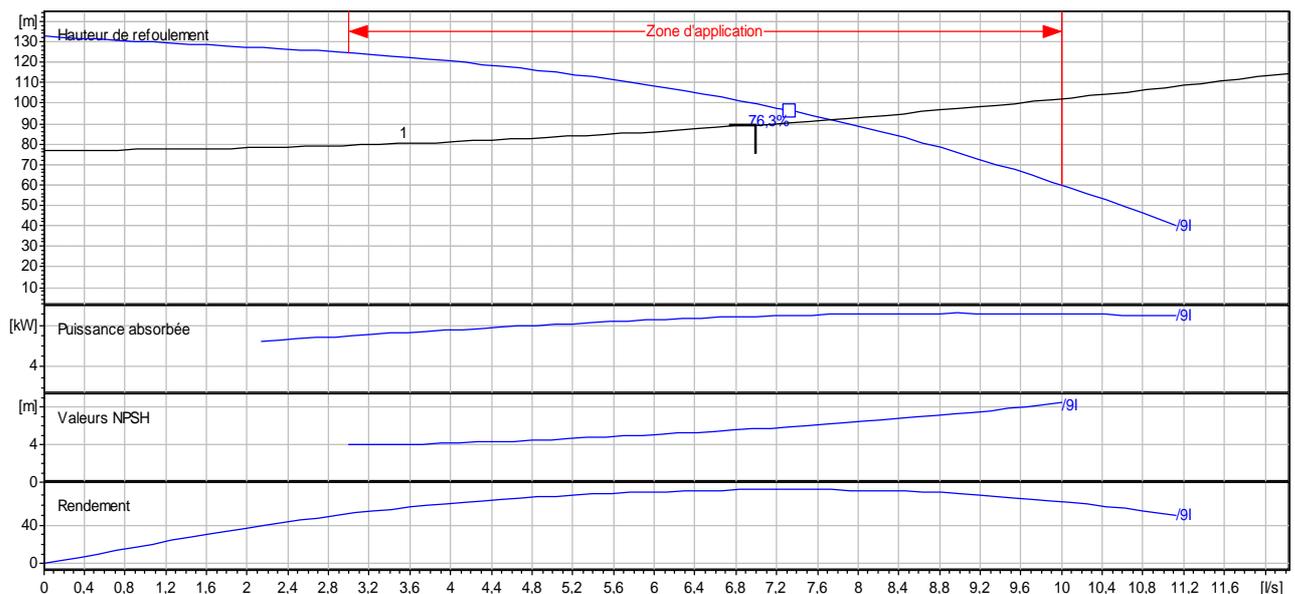


Figure (V.4) : Caractéristique de la pompe du forage F1

V.7.3.1. Réalisation du point de fonctionnement

❖ Etudes des variantes

Dans le but d'optimiser la modification qui sera apportée au fonctionnement de la pompe, nous étudierons chaque variante séparément ce qui permettra de dégager le cout de chaque techniques.

Celle qui offre le meilleur compromis faisabilité – cout sera retenue.

✓ 1ere variante : Agir sur le temps de pompage

$$Q1 * T1 = Q2 * T2$$

$$T2 = \frac{Q1 * T1}{Q2} = \frac{7 * 22}{7,72} = 19,95 \text{ h}$$

A. La puissance absorbée

$$P_a = \frac{g * Q2 * H'}{\eta'} = \frac{9,81 * 0,00772 * 92,1}{0,761} = 9,165 \text{ KW.}$$

$$P_a = 9,165 \text{ KW.}$$

B. Calcul des frais d'exploitation

$$F_{exp} = P_a * T1 * 365 * T$$

Avec :

P_a : Puissance absorbée par la pompe (kw)

$T1$: temps de pompage (h)

T : Prix d'un kwh ($T = 4.75$ DA, fixée par SONALGAZ)

$$F_{exp} = 9,165 * 19,95 * 365 * 4,75$$

$$F_{exp} = 317001,88 \text{ DA}$$

✓ 2eme variante : Régulation par étouffement (Vannage)

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

$$h = H' - H1$$

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

H' : La hauteur créée par la pompe pour le débit désiré $Q1$.

$H1$: La hauteur désirée en (m).

$$\text{Donc : } h = 92,1 - 89,41 = 2,69 \text{ m.}$$

A. La puissance absorbée

$$P_a = \frac{g \cdot Q_1 \cdot H_1}{\eta} = \frac{9,81 \cdot 0,007 \cdot 92,1}{0,75} = 8,43 \text{ kW}$$

B. Calcul des frais d'exploitation

$$F_{\text{exp}} = 8,43 \cdot 22 \cdot 365 \cdot 4,75$$

$$F_{\text{exp}} = 321541,27 \text{ DA.}$$

✓ 3eme Variante : Modification de la vitesse de rotation de la pompe

L'équation de la courbe iso-rendement s'écrit :

$$H = \frac{H_1}{Q_1^2} \cdot Q^2 = \frac{89,41}{7^2} \cdot Q^2 = 1,82 \cdot Q^2$$

Cette courbe passe par le point P2 (Q = 7,28 l/s, H = 96,52 m), d'où :

On a :

$$\frac{Q_1}{Q_2} = \frac{N_1}{N_2} \quad \implies \quad N_2 = N_1 \cdot \frac{Q_1}{Q_2}$$

Avec :

N2 = Vitesse de rotation prévue ;

N1 : Vitesse de rotation de la pompe choisie ;

Q1 : Débit obtenu par la pompe ;

Q2 : Débit désiré.

Donc :

$$N_2 = 2900 \cdot \frac{7}{7,72} = 2629,53 \text{ tr/min}$$

Donc la vitesse de rotation permettant de satisfaire le débit de la hauteur requise doit être 2630 tr/min.

A. La puissance absorbée

$$P_a = \frac{g \cdot Q_1 \cdot H_1}{\eta_1} = \frac{9,81 \cdot 0,007 \cdot 89,41}{0,75}$$

$$P_a = 8,19 \text{ kW}$$

B. Calcul des frais d'exploitation

$$F_{\text{exp}} = 312387,07 \text{ DA.}$$

C. Conclusion

On remarque que le point de fonctionnement désiré ne coïncide pas avec le point de fonctionnement de la pompe choisie. Donc on doit apporter des modifications pour avoir ce point. Alors la solution la plus adéquate est la modification du temps de pompage (1ère variante), qui présente les frais d'exploitation minimale.

V.7.3.2. Vérification du non cavitation

La cote du plan d'aspiration : $Ca = 813$ m.

Hauteur d'aspiration : $ha = 0,5$ m.

$Ja = 0$ m.

$[NPSH]_r = 6,22$ m.

D. Calcul de pression à la cote d'aspiration

$P_0 = 10,33 - (0,0016 * 813) = 9,03$ m.

$$[NPSH]_d = \frac{P_0}{\rho * g} + ha - (Ja + Tv)$$

$[NPSH]_d = 9,29$ m.

$[NPSH]_d > [NPSH]_r$, donc le groupe est en dehors de la zone de cavitation.

V.7.4.1. Caractéristiques de la SR (station de reprise) – réservoir

- Débit à véhiculer : $Q = 696,96$ m³/j ; Soit $Q = 0,0088$ m³/s. Débit refoulé : $Q = 8,8$ l/s
- Hauteur manométrique totale : $H_{mt} = 102,653$ m.
- Hauteur géométrique : $H_g = 90,69$ m.
- Côte de départ : $890,12$ m
- Longueur $L = 777$ m.

D'après le logiciel (CAPRARI) on a opté pour la pompe de type : HVU/3Q+25 (pompe seule, multicellulaire), voir l'annexe dont une pour le secours et dont les caractéristique sont les suivantes :

- Débit = $10,5$ l/s ;
- La vitesse de rotation : $N = 2900$ tr/mn ;
- Le rendement du moteur : $\eta = 72,1$ % ;
- La puissance absorbée : $P_a = 15,3$ KW ;
- $NPSH = 2,3$ m ;
- La hauteur de refoulement = 108 m ;
- Le point de fonctionnement de la pompe P ($Q = 10,5$ l/s, $H = 108$ m, $\eta = 72,1$ %)
- Le point désiré P1 ($Q = 8,8$ l/s, $H = 102,653$ m, $\eta = 75\%$)

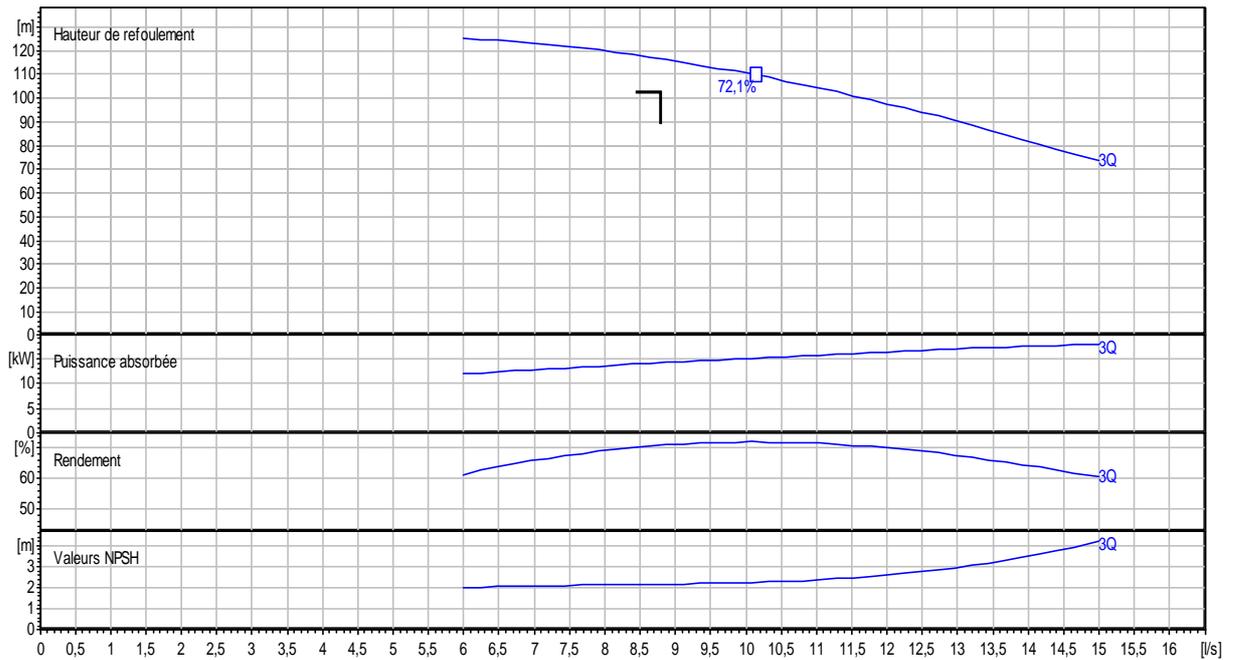


Figure (V.5) : Caractéristique de la pompe de la station de reprise

✓ **1ere variante : Agir sur le temps de pompage**

$$Q1 * T1 = Q2 * T2$$

$$T2 = \frac{Q1 * T1}{Q2} = \frac{8.8 * 22}{10.5} = 18,44 \text{ h}$$

A. La puissance absorbée

$$Pa = \frac{g * Q2 * H'}{\eta'} = \frac{9,81 * 0,0105 * 108}{0,721} = 15,43 \text{ KW.}$$

$$Pa = 15,43 \text{ KW.}$$

B. Calcul des frais d'exploitation

$$F_{exp} = Pa * T1 * 365 * T$$

Avec :

Pa : Puissance absorbée par la pompe (kw)

T1 : temps de pompage (h)

T : Prix d'un kwh (T = 4.75 DA, fixée par SONALGAZ)

$$F_{exp} = 15,43 * 18,44 * 365 * 4.75$$

$$F_{exp} = 4933302,50 \text{ DA}$$

✓ **2eme variante : Régulation par étouffement (Vannage)**

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

$$h = H' - H1$$

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

H' : La hauteur créée par la pompe pour le débit désiré Q1.

H1 : La hauteur désirée en (m).

Donc : $h = 108 - 102,653 = 5,347$ m.

A. La puissance absorbée

$$P_a = \frac{g \cdot Q_1 \cdot H'}{\eta} = \frac{9,81 \cdot 0,0088 \cdot 108}{0,75} = 12,43 \text{ kw}$$

B. Calcul des frais d'exploitation

$$F_{\text{exp}} = 12,43 \cdot 22 \cdot 365 \cdot 4,75$$

$$F_{\text{exp}} = 474111,275 \text{ DA.}$$

✓ 3eme Variante : Modification de la vitesse de rotation de rotation de la pompe

L'équation de la courbe iso-rendement s'écrit :

$$H = \frac{H_1}{Q_1^2} \cdot Q^2 = \frac{102,653}{8,8^2} \cdot Q^2 = 1,325 \cdot Q^2$$

Cette courbe passe par le point P2 (Q = 9,278 l/s, H = 114,058 m), d'où :

On a :

$$\frac{Q_1}{Q_2} = \frac{N_1}{N_2} \quad \Longrightarrow \quad N_2 = N_1 \cdot \frac{Q_1}{Q_2}$$

Avec :

N2 = Vitesse de rotation prévue ;

N1 : Vitesse de rotation de la pompe choisie ;

Q1 : Débit obtenu par la pompe ;

Q2 : Débit désiré.

Donc :

$$N_2 = 2900 \cdot \frac{8,8}{10,5} = 2430,476 \text{ tr/min}$$

Donc la vitesse de rotation permettant de satisfaire le débit de la hauteur requise doit être 2430 tr/min.

A. La puissance absorbée

$$P_a = \frac{g \cdot Q_1 \cdot H_1}{\eta_1} = \frac{9,81 \cdot 0,0088 \cdot 102,653}{0,75}$$

$$P_a = 11,816 \text{ kW}$$

B. Calcul des frais d'exploitation

$$F_{\text{exp}} = 450691,78 \text{ DA.}$$

C. Conclusion

On remarque que le point de fonctionnement désiré ne coïncide pas avec le point de fonctionnement de la pompe choisi. Donc on doit apporter des modifications pour avoir ce point. Alors la solution la plus adéquate est la modification du temps de pompage (1ère variante), qui présente les frais d'exploitation minimale.

V.7.4.2. Vérification du non cavitation

La cote du plan d'aspiration : $Ca = 890,12\text{m}$.

Hauteur d'aspiration : $ha = 0,5\text{m}$.

$Ja = 0\text{m}$.

$[NPSH]_r = 2,3\text{ m}$.

A. Calcul de pression à la cote d'aspiration

$P_0 = 10,33 - (0,0016 * 890,12) = 8,90\text{ m}$.

$[NPSH]_d = \frac{P_0}{\rho * g} + ha - (Ja + Tv)$

$[NPSH]_d = 9,16\text{ m}$.

$[NPSH]_d > [NPSH]_r$, donc le groupe est en dehors de la zone de cavitation.

B. Conclusion

On remarque que le point de fonctionnement désiré ne coïncide pas avec le point de fonctionnement de la pompe choisi. Donc on doit apporter des modifications pour avoir ce point. Alors la solution la plus adéquate est la modification du temps de pompage (1ère variante), qui présente les frais d'exploitation minimale.

Tableau (V.1) : Les différentes variantes pour les trois stations

Stations/ Variantes	Variante 1 : temps de pompage			Variante 2 : vannage			Variante 3 : Vitesse de rotation		
	T2 (h)	Pa (KW)	Tarif (DA)	h2 (m)	Pa (KW)	Tarif (DA)	N2 (tr/min)	Pa (KW)	Tarif (DA)
SP – SR	1,83	12,77	40516,167	4,29	11,08	38419,90	2817	10,68	37032,90
F1 – SR	19,95	9,165	317001,88	2,69	8,43	321541,27	2630	8,19	312387,07
SR – Rev	18,44	15,43	4933302,50	5,347	12,43	474111,275	2430	11,816	450691,78

Tableau (V.2) : L'étude de la cavitation pour les différentes pompes

Pompes	Hauteur Z	P_0	$NPSH_r$	$NPSH_d$	Etat de la cavitation
SP – SR	798,63	9,05	2,3	9,31	pas de cavitation
F1 – SR	813,00	9,03	6,22	9,29	pas de cavitation
SR – Rev	890,12	8,90	2,3	9,16	pas de cavitation

V.8. Conclusion

Au cour de ce chapitre, on a effectué le choix des pompes nécessaires au relèvement des débits de notre projet présent, tout en ayant une meilleur économie ainsi qu'un meilleur rendement. Nous pouvons conclure que les pompes sont d'une importance capitale pour notre projet et elles nécessitent beaucoup d'attention et de maintenance pour alimenter en eau la zone du projet en continue. Et pour protéger les pompes ainsi que les conduites qui acheminent l'eau vers les réservoirs, il est nécessaire de faire une étude sur le coup de bélier, Ce qui fera l'objet du chapitre suivant.

VI.1. Introduction

Le coup de bélier étant un cas particulier du régime transitoire, est un phénomène oscillatoire qui se manifeste dans les conduites entre deux régimes permanents.

On entend aussi sous le terme « coup de bélier » un écoulement non permanent du liquide accompagné des variations pratiquement sensibles de la pression qui peuvent devenir dangereuses pour la tuyauterie. Ces variations résultent d'une perturbation des conditions permanentes d'écoulement.

C'est le nom que l'on donne à une onde de choc hydraulique, lorsqu'un liquide non compressible comme l'eau, est stoppé net dans une canalisation. Autrement dit, c'est l'arrêt brutal de la circulation de l'eau lorsqu'un robinet (ou tout autre appareil) se ferme.

VI.2. Causes du coup de bélier

Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire dont les causes les plus fréquentes sont les suivantes [2]:

- L'ouverture ou la fermeture des vannes dans les conduites en charge à écoulement gravitaire.
- La mise en marche ou l'arrêt des pompes dans les conduites en charge par refoulement.
- Le remplissage ou la vidange d'un système d'AEP.
- La modification de la vitesse d'une pompe.
- La disparition de l'alimentation électrique dans une station de pompage est cependant la cause la plus répandue du coup de bélier.
- La mise en marche ou la modification de l'opération d'une turbine.

VI.3. Les risques dus aux coups de bélier

En pratique les risques dus au coup de bélier sont importants

VI.3.1. Risque de surpression

C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par une pression importante se produisant à la suite d'une fermeture instantanée ou rapide d'une vanne de sectionnement ou bien à la suite d'une dépression causée par l'arrêt brusque d'une pompe. Si la pression totale c'est-à-dire la pression en régime permanent majorée de la valeur de surpression due au coup de bélier dépasse la pression maximale admissible des tuyaux il y a risques de rupture de ces derniers et déboîtement des joints (les anneaux d'étanchéité seront délogés).

VI.3.2. Pression négative

C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par l'apparition d'une pression relative négative, à la suite d'un arrêt brusque d'une pompe ou d'une ouverture instantanée d'une vanne de sectionnement. Si cette pression devient inférieure à 10 m.c.e il se produit une poche de cavitation. Si le profil en long de la canalisation est déformable la canalisation peut être aplatie

par implosion et les joints peuvent être aspirés. Le phénomène de cavitation une fois apparu peut provoquer la détérioration de la couche d'enduit intérieur du tuyau.

VI.3.3. Fatigues des conduites

En régime transitoire les alternances des surpressions et dépressions qui sont une conséquence inévitable du phénomène provoquent la fatigue pour le matériau de la canalisation même si leur amplitude est faible.

VI.4. Moyens de protection contre le coup de bélier

Les appareils anti bélier devront avoir pour effet [17] :

- De limiter la dépression.
- De limiter la surpression.

Les appareils les plus utilisés sont les suivants :

- Les volants d'inertie qui interviennent dans la protection contre les dépressions.
- Les soupapes de décharge qui interviennent dans la protection les surpressions.
- Les réservoirs d'air et les cheminées d'équilibre qui interviennent à la fois dans la protection contre les dépressions et les surpressions.

VI.4.1. Les volants d'inertie

Le volant d'inertie calé sur l'arbre du groupe constitue l'un de ces moyens grâce à l'énergie qu'il accumule pendant la marche normale.

Le volant d'inertie la restitue au moment de la disjonction et permet ainsi d'allonger le temps d'arrêt de l'ensemble donc de diminuer l'intensité du coup de bélier.

VI.4.2. Les soupapes de décharge

Ces appareils font intervenir un organe mécanique, un ressort à boudin ordinairement qui par sa compression obture en exploitation normale un orifice placé sur le conduit au point à protéger.

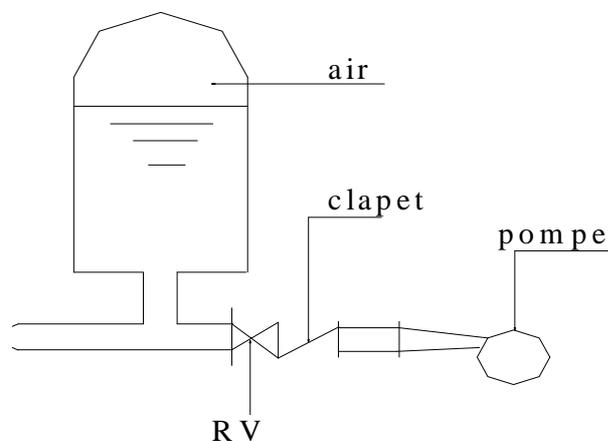


Figure (VI.1) : Principe de disposition du réservoir d'air anti bélier

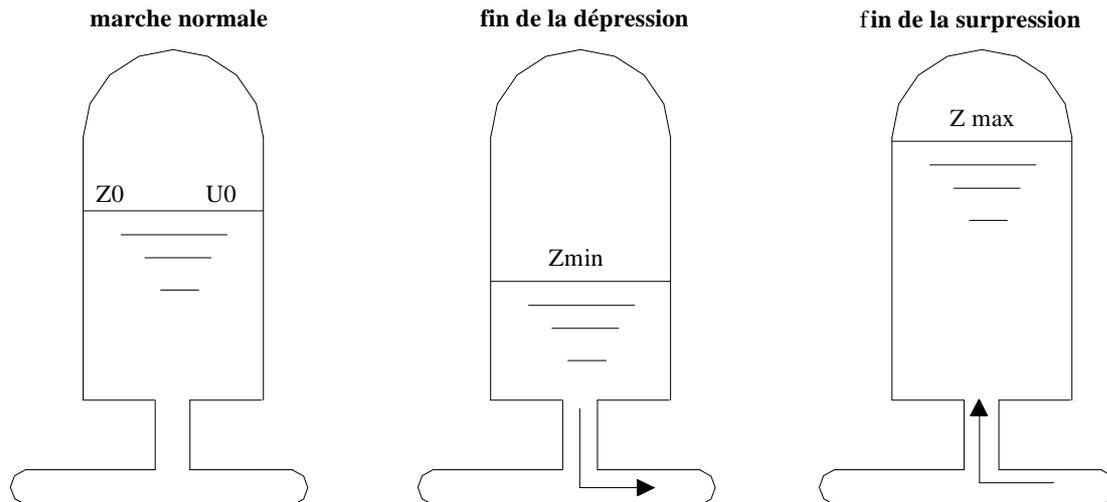


Figure (VI.2) : Variation du volume d'air au cours des phases de fonctionnement du réservoir.

VI.4.3. Les réservoirs d'air

L'alimentation continue de veine liquide après disjonction du groupe peut être effectuée à l'aide d'une réserve d'eau accumulée sous pression dans une capacité métallique disposée à la station de pompage et raccordée au refoulement.

VI.4.4. Les cheminées d'équilibre

A la place d'un réservoir d'air sous pression il peut être établi à la station de pompage. un réservoir à l'air libre appelé cheminée d'équilibre cette cheminée jouera le même rôle mais dans le cas de hauteurs de refoulement même moyennes on arrive rapidement à des ouvrages d'art importants puisque l'eau s'élèvera déjà en régime normal à la hauteur géométrique augmentée des pertes des charges.

VI.5. Analyse physique du phénomène du coup de bélier

Survient l'arrêt brusque où instantané quatre phases peuvent être envisagées [4] :

VI.5.1. Phase 01

Une onde de dépression prend naissance au départ de la pompe et se propage jusqu'au réservoir à une vitesse où la célérité désignée par a .

Si la distance entre la pompe et le réservoir est L , le temps mis par cette onde pour atteindre le réservoir est $\frac{L}{a}$. Au bout de ce temps la conduite est en dépression sur toute la longueur.

VI.5.2. Phase 02

Par suite de son élasticité la conduite reprend son diamètre primitif et cela de proche en proche. L'eau revient alors dans la conduite et au bout d'un nouveau temps $\frac{L}{a}$ c'est-à-dire à $\frac{2L}{a}$ depuis l'origine du phénomène toute l'eau est redescendue mais va se trouver arrêtée par le clapet de la pompe qui entre temps s'est fermé.

VI.5.3. Phase 03

En raison de cet arrêt la première tranche en contact avec le clapet va se trouver comprimée entraînant une dilatation de la conduite .Au bout d'un nouveau temps $\frac{L}{a}$ c'est-à-dire à $\frac{3L}{a}$ depuis l'origine toute la conduite sera dilatée avec une eau sur pressée immobile.

VI.5.4. Phase 04

Grâce à l'élasticité de la conduite celle-ci agissant à la manière d'un ressort, reprend son diamètre primitif de proche en proche à partir du réservoir et en allant vers la pompe.

Les tranches d'eau successives reprenant leurs dimensions premières au bout d'un nouveau temps $\frac{L}{a}$ c'est-à-dire à $\frac{4L}{a}$ depuis l'origine nous nous retrouvons dans la même situation qu'au moment de l'arrêt brusque de la pompe.

La période du mouvement est donc $\frac{4L}{a}$.

VI.6. Calcul de la célérité d'ondes

La célérité est la vitesse de propagation des ondes .Elle est donnée par la formule d'ALLIVI :

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + K \frac{D}{e}}} \text{ (m/s)} \quad \text{(VI.1)}$$

Où D : diamètre intérieur de la conduite en (m).

E : épaisseur du tuyau en (m).

K : coefficient dépendant du matériau constituant la canalisation.

K = 0,5 pour l'acier.

K = 1 pour la fonte.

K = 5 pour le plomb et le béton.

K = 33 pour le PVC.

K = 83 pour le PEHD.

VI.7. Valeur numérique du coup de bélier

Le coup de bélier est étudié pour les deux cas :

VI.7.1. Cas de la fermeture brusque

T : inférieur à $\frac{2 * L}{a}$

La valeur numérique du coup de bélier :

$$B = \frac{a * V_0}{g} \text{ (m)} \quad \text{(VI.2)}$$

Où V_0 : vitesse moyenne d'écoulement (m/s).

g : accélération de la pesanteur $g = 9,81 \text{ m/s}^2$

VI.7.2. Cas de la fermeture lente

$$T > \frac{2 * L}{a}$$

La pression résultant du coup de bélier est donné par la formule de MICHAUD [8] :

$$B = \frac{2 * L * V_0}{g * T} \quad (\text{m}) \quad (\text{VI.3})$$

L : la longueur de la conduite (m).

Remarque

La formule de MECHAUD n'est valable que pour une loi de fermeture correspondant à une variation linéaire du débit loi qui est rarement réalisée en pratique.

Pour les conduites de refoulement (notre cas) il est possible d'avoir comme valeur de la pression dans une conduite :

Cas de la surpression :

$$H_{\max} = H_g + \frac{aV_0}{g} \quad (\text{VI.4})$$

Cas de la dépression :

$$H_{\min} = H_g - \frac{aV_0}{g} \quad \text{Comme valeur minimal.}$$

On fait le calcul pour les conduites de refoulement des trois des tançons.

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant (VI.1) :

Tableau (VI.1) : Calcul du coup de bélier

Adduction	D (mm)	L (m)	e (mm)	K	A (m/s)	V ₀ (m/s)	H _g (m)	B (m)	H _{max} (m)	H _{min} (m)	PNS (m)
Source – SP	40	830	3,7	83	321,945	0,8439	29,32	27,696	57,0167	1,623	160
SP – SR	90	1370	5	0.5	1307,768	1,10	93,49	146,768	240,258	-53,27	250
F1 – SR	90	725	5	0,5	1370,850	1,10	77,12	146,768	223,888	-69,65	250
SR – Rev	100	777	5	0,5	1296,585	1,027	90,69	135,705	226,395	-45,01	250

D'après les résultats obtenues Tableau (VI.1) ci-dessus on remarque que les tronçons SP-F1 et F1-SR et SR-Rev présentes des dépressions importantes (H_{\min} (SP-F1) = - 53,27 m, H_{\min} (F1-SR) = - 69,65 m et H_{\min} (SR-Rev) = - 45,01 m), pour cela on propose de dimensionné un réservoir d'air.

Pour les autres tronçons, les valeurs de la surpression sont inférieurs à la pression nominale de service des conduites ce que ne nécessite pas l'installation d'ouvrage de protection anti-bélier.

VI.8. Calcul des réservoirs d'air

Le calcul d'un réservoir d'air est basé sur la méthode graphique de Bergeron, qui a pour but, la détermination de la surpression et de la dépression et de la maximale dans la conduite.

VI.8.1. Méthode de calcul (méthode de Bergeron)

C'est par l'épure de Bergeron que seront déterminées les valeurs de la dépression et de la surpression maximales dans la conduite après s'être fixé au préalable les caractéristiques du réservoir d'air (volume U_0 d'air en régime normal) et de son dispositif d'étranglement [14].

Cette méthode consiste à déterminer par approximations successives la vitesse de l'eau dans la conduite de refoulement au niveau du réservoir d'air.

- Les temps se suivent selon les valeurs de $T = \frac{2*L}{a}$
- L'augmentation ou la diminution (ΔU) de ce volume est due, à l'eau que le réservoir écoule vers la conduite, au cours du régime transitoire, avec :

$$\Delta U = S * V_m * T \quad (VI.5)$$

Où :

- **S** : Section de la conduite,
- **T** : Temps mis par une onde, pour faire un aller retour dans la conduite,
- **V_m** : Moyenne arithmétique de la vitesse finale de l'intervalle précédent et la nouvelle vitesse choisie.
- Le volume d'air U du réservoir sera égal à la fin premier intervalle T , au volume d'air choisi arbitrairement U_0 au départ, augmenté ou diminué de la quantité trouvée à la colonne précédente ΔU .
- La pression dans le réservoir d'air est donnée par la loi de Poisson :

$$(Z_0 + \delta_0) * U_0^{1,4} = Z * U^{1,4} \quad (VI.6)$$

Où :

- **δ_0** : Perte de charge dans la conduite en régime de fonctionnement normal.
- **Z_0** : Pression absolue.
- **U_0** : Volume d'air initial.
- **U** : Volume nouveau de l'air.
- **Z** : Pression dans le réservoir d'air.
- La vitesse dans la tubulure
✓ *Cas de la montée de l'eau :*

A la montée de l'eau. On a un coefficient de débit de **0,92**

$$\frac{v_1}{v_f} = \frac{D^2}{d^2} = K \quad (VI.7)$$

Où :

- **V_1** : Vitesse dans la tuyère.

- V_f : Vitesse finale choisie.
- D : Diamètre de la conduite.
- d : Diamètre de la tuyère.

Avec :

$$d' = 0,92 * d$$

- d' : diamètre de la veine contractée.

d : sera choisi de manière à avoir le rapport :

$$\frac{v_1}{v_f} = K \text{ Compris entre 15 et 20}$$

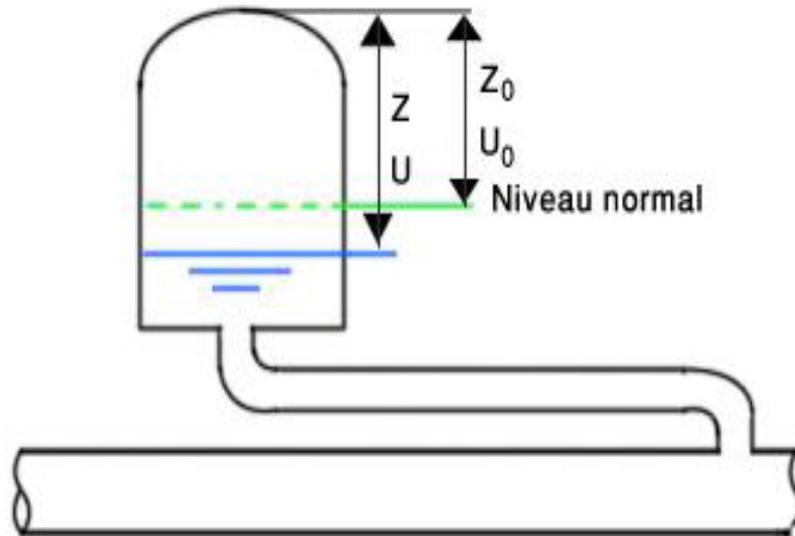


Figure (VI.3) : Perte de charge à la montée de l'eau dans la conduite

✓ **Cas de la descente de l'eau**

La tuyère agit comme un ajutage BORDA avec un coefficient de 0,5 à la descente de l'eau

$$\frac{v_2}{v_f} = 2 * \left(\frac{D}{d}\right)^2 = K' \quad (\text{VI.8})$$

Où :

- V_2 : Vitesse de l'eau dans la tuyère.

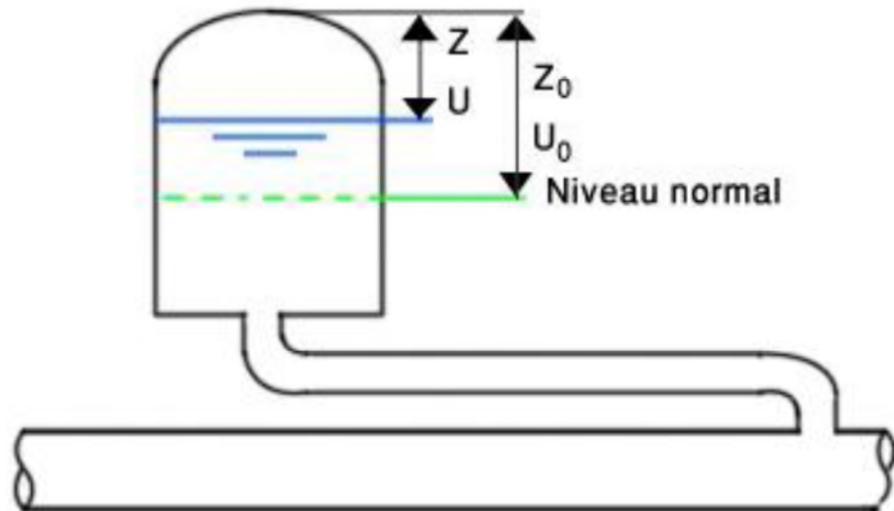


Figure (VI.4) : Perte de charge à la descente de l'eau dans la conduite

A. Calcul des pertes de charge

✓ Cas de la montée de l'eau

$$\Delta h_1 = C * \left(\frac{v_1^2}{2 * g}\right) \quad (\text{VI.9})$$

$C = f(m)$

- C : coefficient de perte de charge.

La valeur de C est lue sur l'abaque annexe (5).

Avec :

$$m = \frac{(0,92 * d_2)}{D_2} \quad (\text{VI.10})$$

- D : Diamètre de la conduite.

✓ Cas de descente de l'eau

$$\Delta h_2 = C' * \left(\frac{v_2^2}{2 * g}\right) \quad (\text{VI.11})$$

Avec :

$$C' = f(m)$$

$$m = \frac{1}{2} * \left(\frac{d}{D'}\right)^2 \quad (\text{VI.12})$$

- D' : Diamètre de la tubulure.

La valeur de C' est lue sur l'abaque annexe (6).

La perte de charge δ est donnée par la formule de COLEBROOK,

$$\delta = 1,1 * \frac{\lambda * L * v f^2}{D * 2 * g} \quad (\text{VI.13})$$

La pression dans la conduite sans pertes de charge

- Cas de la montée : $Z - \Delta h_1 - \delta$,
- Cas de la descente : $Z + \Delta h_2 + \delta$

VI.8.2. Application du calcul pour les tronçons

✓ Tronçon SP-SR

Données :

- $Q = 0,007 \text{ m}^3/\text{s}$,
- $D = 0,090 \text{ m}$,
- $e = 0,005$,
- $L = 1370 \text{ m}$,
- $H_g = 93,49 \text{ m}$,
- $K = 16,6$,
- $K' = 28,12$,
- $C = 0,9$,
- $C' = 2,28$.

On choisit une tuyère de diamètre $d = 0,024 \text{ mm}$ qui est incorporée dans une tubulure de diamètre $D' = 0,045 \text{ mm}$. C et C' on été déterminé par l'annexe (5 et 6).

A. Calcul avec dispositif anti bélier

Les résultats du calcul du réservoir d'air pour le tronçon SP – SR on utilisant la méthode de BERGERON, sont donnés dans tableau (VI.2) ci-dessous. L'épure de BERGERON est illustrée par la figure (VI.5) [3].

Tableau (VI.2) : Les résultats de calcul du réservoir d'aire de la conduite SP – SR

Données de l'Adducti		Résultat		Données du Réservoir d'	
Diametre	0,09 m	Vitesse	1,1008886 m/s	Volume U ₀	0,1 m ³
Débit	0,007 m ³ /s	Section	0,0063585 m ²	K PDC entr	91,88 VF ²
H géomet	93,49 m	Célérité a	1307,8498 m/s	K PDC sort	12,64 VF ²
Long. Conc	1370 m	B	146,78829 m	Exposant	1,2
coef. K	0,5	Hmax	240,25629 m	Pression de l'i	
Epaisseur	0,005 m	Hmin	-53,278292 m	pres. air Z	
C Haz Will	127,83	periode θ	2,0950417 s	7,9942462 /U ⁴	
Résultats des variations du volume c		H0	103,49 m	Résultats des pressio	
Umax	0,1340952 m ³	PDC δ	23,210263 m	Surpressio	
Umin	0,1 m ³	a/g	133,31803 s	Dépressio	
				3,9022366 m	
				14,338884 m	

temps	ΔU	U	Z	Δh1 ; Δh2	Z-Δh ; Z+Δh	δ	Z-+ Δh -+ δ	Vf graph	Vm	Vf choisie	f
0	0	0,1	126,70026	0	126,70026	23,210263	103,49	1,1008886	0	0	
2,0950417	0,0125333	0,1135333	108,80014	10,954485	97,845655	17,014364	80,831291	0,9309287	1,0159151	0,9309416	-1,287E-05
4,1900835	0,0103481	0,1238814	97,98737	4,9007732	93,086597	8,0786464	85,00705	0,8223378	0,7768064	0,8226712	-0,0003336
6,2851252	0,0065712	0,1304527	92,094565	1,6738557	90,420709	2,9875587	87,433151	0,3632661	0,493287	0,3639029	-0,0006367
8,3801669	0,0033037	0,1337564	89,371705	0,2205895	89,151116	0,4574178	88,693698	0,1318409	0,2480039	0,1321049	-0,0002639
10,475209	0,0003388	0,1340952	89,100835	0,6064601	89,707295	0,1859104	88,893206	-0,0811317	0,0254305	-0,0812439	0,0001121
12,57025	-0,0020844	0,1320108	90,781695	4,9321985	95,723894	1,2947451	97,018639	-0,2316502	-0,1584676	-0,2316913	3,115E-05
14,665292	-0,0034352	0,1285758	93,71029	7,4135931	101,12388	1,8883188	103,0122	-0,2837849	-0,2578736	-0,2840559	0,0002711
16,760334	-0,003702	0,1248738	97,053878	6,7850754	103,83895	1,7395958	105,57855	-0,2717038	-0,2779021	-0,2717483	4,546E-05
18,855376	-0,0033616	0,1215118	100,28485	4,9867548	105,2716	1,3080014	108,5798	-0,2328623	-0,2523588	-0,2328682	0,000107
20,950417	-0,0027786	0,1187352	103,10557	3,1072588	108,21283	0,844054	107,05888	-0,1829329	-0,2084339	-0,1838985	0,0009858
23,045459	-0,0020781	0,1166571	105,31356	1,5078208	106,82139	0,4320963	107,25348	-0,1279488	-0,1580015	-0,1281045	0,0001557
25,140501	-0,0013236	0,1153038	106,78553	0,4581012	107,22383	0,1433788	107,367	-0,0706388	-0,0993576	-0,0706107	-2,796E-05
27,235543	-0,0005496	0,1147829	107,37923	0,0130078	107,39224	0,0052988	107,39754	-0,0122479	-0,0412546	-0,0118985	-0,0003494
29,330584	0,0002153	0,1149992	107,13808	0,0247157	107,11324	0,0602624	107,05308	0,0437882	0,0181605	0,0442194	-0,0004312

EPURE DE BERGERON

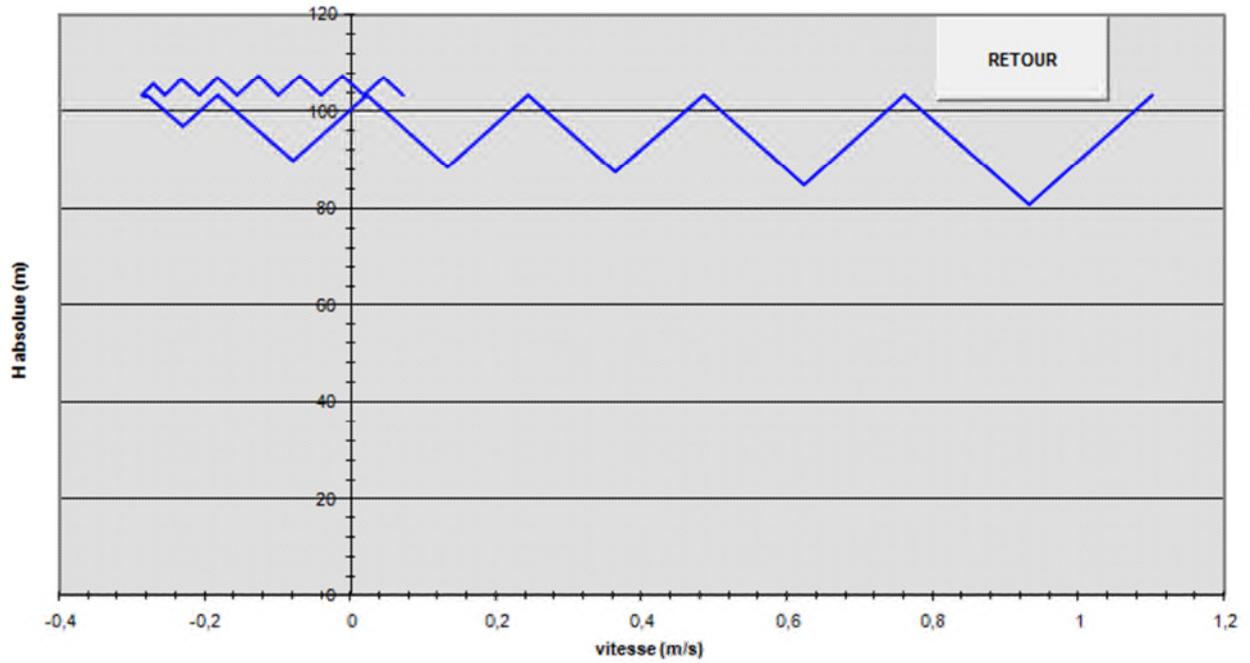


Figure (VI.5) : Epure de Bergeron pour la conduite SP – SR.

Variation de la pression absolue en fonction du temps

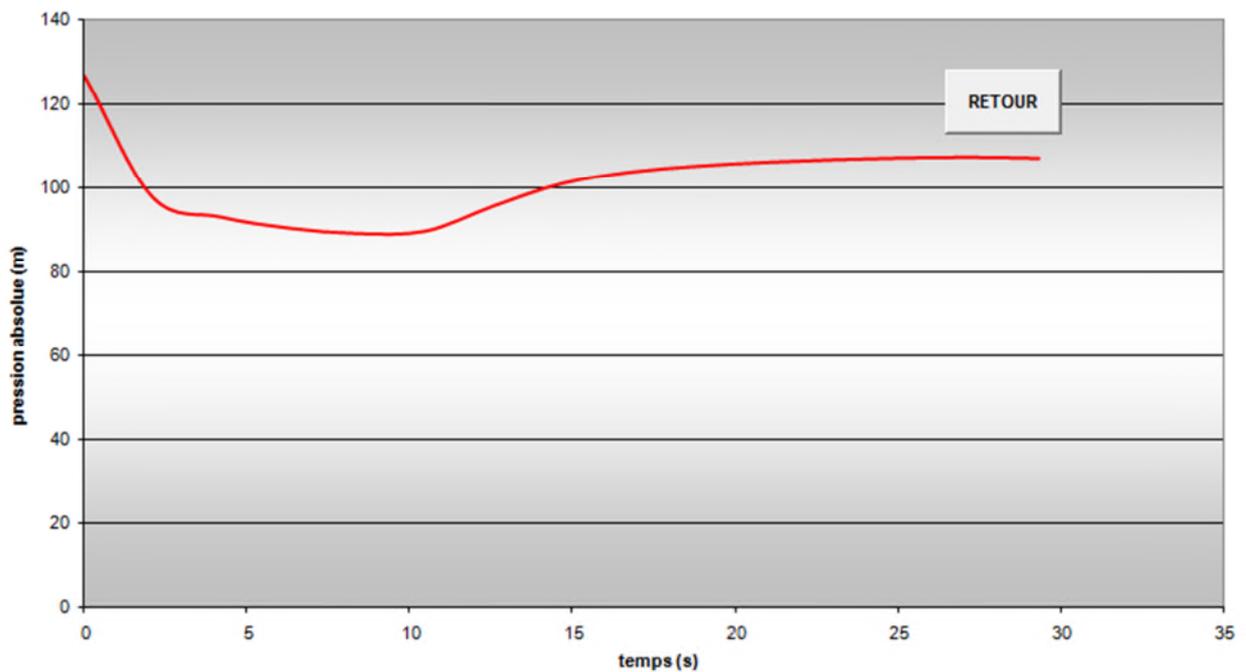


Figure (VI.6) : Allure de dépression et de surpression dans le tronçon SP – SR.

B. Calcul le volume de réservoir d'air

A partir du tableau (VI.2), on a le volume maximal d'air est $0,134 \text{ m}^3$. Par conséquent, il est possible à présent de calculer le volume totale du réservoir anti Bélien pour le tronçon SP – SR, tel que :

$$V_t = 1,2 * U_{\max}$$

D'où :

$$V_t = 1,2 * 0,134 = 0,160 \text{ m}^3.$$

Par conséquent on optera un réservoir de 160 litres.

✓ Tronçon F1 - SR

Données :

- $Q = 0,007 \text{ m}^3/\text{s}$
- $D = 0,090 \text{ m}$
- $e = 0,005$
- $L = 725 \text{ m}$
- $H_g = 77,12 \text{ m}$
- $K = 16,6$
- $K' = 28,12$
- $C = 0,9$
- $C' = 2,28$

On choisit une tuyère de diamètre $d = 0,024 \text{ mm}$ qui est incorporée dans une tubulure de diamètre $D' = 0,045 \text{ mm}$.

A. Calcul avec dispositif anti bélier

Les résultats du calcul du réservoir d'air pour le tronçon F1 – SR on utilisant la méthode de BERGERON, sont donnés dans tableau (VI.3) ci-dessous. L'épure de BERGERON est illustrée par la figure (VI.7).

Tableau (VI.3) : Les résultats de calcul du réservoir d'aire de la conduite F1 – SR

Données de l'Adducti-		Résultat		Données du Réservoir d'	
Diametre	0,09 m	Vitesse	1,1008866 m/s	Volume U	0,1 m ³
Débit	0,007 m ³ /s	Section	0,0063585 m ²	K PDC entr	91,88 Vf ²
H géomet	77,12 m	Célérité a	1307,8498 m/s	K PDC sort	12,64 Vf ²
Long. Conc	725 m	B	146,76829 m	Exposant	1,2
coef. K	0,5	Hmax	223,88829 m	Pression de fi	
Épaisseur	0,005 m	Hmin	-69,648292 m	pres. air Z	
C Haz Will	127,83	periode θ	1,10869 s	6,2718929 /U ²	
Résultats des variations du volume c		Hθ	87,12 m	Résultats des pressio	
Umax	6,1237357 m ³	PDC δ	12,282804 m	Supressio	
Umin	0,1 m ³	a/g	133,31803 s	Dépressio	
				10,157097 m	

temps	ΔU	U	Z	Δh1 ; Δh2	Z-Δh ; Z+Δh	δ	Z+Δh -+ δ	Vf graph	Vm	Vf choisie	f
0	0	0,1	99,402804	0	99,402804	12,282804	87,12	1,1008866	0	0	
1,10869	0,0073007	0,1073007	91,343021	11,901794	79,441227	9,7227278	69,718499	0,9703623	1,0356241	0,9703595	2,796E-06
2,2173799	0,0080066	0,1133073	85,563629	6,8047289	78,7589	5,792671	72,965229	0,7336631	0,8520411	0,7337226	-5,945E-05
3,3260699	0,0044737	0,117781	81,678603	3,6244684	78,054115	3,2332067	74,820908	0,5352364	0,6346053	0,5354881	-0,0002517
4,4347599	0,0031546	0,1209356	79,128635	1,6334016	77,495234	1,5455928	75,949641	0,3591953	0,4474823	0,3594785	-0,0002833
5,5434499	0,0019603	0,1228959	77,616443	0,4889038	77,12754	0,5058152	76,621724	0,1966619	0,2780743	0,19667	-8,172E-06
6,6521398	0,0008398	0,1237357	76,984752	0,0216489	76,962903	0,0284501	76,934453	0,0415154	0,119123	0,0415759	-6,051E-05
7,7608298	-0,0002114	0,1235243	77,142857	0,9473451	78,090202	0,1486938	78,238896	-0,1015008	-0,0299828	-0,1015415	4,058E-05
8,8695198	-0,0010773	0,122447	77,958024	3,8271615	81,785186	0,541739	82,326925	-0,2040691	-0,1528172	-0,2040929	2,385E-05
9,9782097	-0,001603	0,120844	79,200612	5,7741158	84,974728	0,792833	85,767581	-0,2501657	-0,2273901	-0,2506872	0,0005215
11,0869	-0,0017902	0,1190538	80,63183	6,077335	86,709165	0,831313	87,540478	-0,2571562	-0,2539363	-0,2571853	2,905E-05
12,19559	-0,0017692	0,1172848	82,093594	5,5038485	87,597243	0,7583832	88,355626	-0,244734	-0,2509654	-0,2447456	1,156E-05
13,30428	-0,0016505	0,1158341	83,501701	4,5898567	88,091557	0,6410209	88,732578	-0,22337	-0,2341258	-0,2235059	0,0001359
14,41297	-0,0014852	0,114149	84,807114	3,5964887	88,403602	0,5114343	88,915037	-0,19781	-0,2106763	-0,1978467	3,674E-05
15,52168	-0,0012977	0,1128513	85,978672	2,6648053	88,643477	0,3874471	89,030924	-0,1700121	-0,1840749	-0,1703303	0,0002909

EPURE DE BERGERON

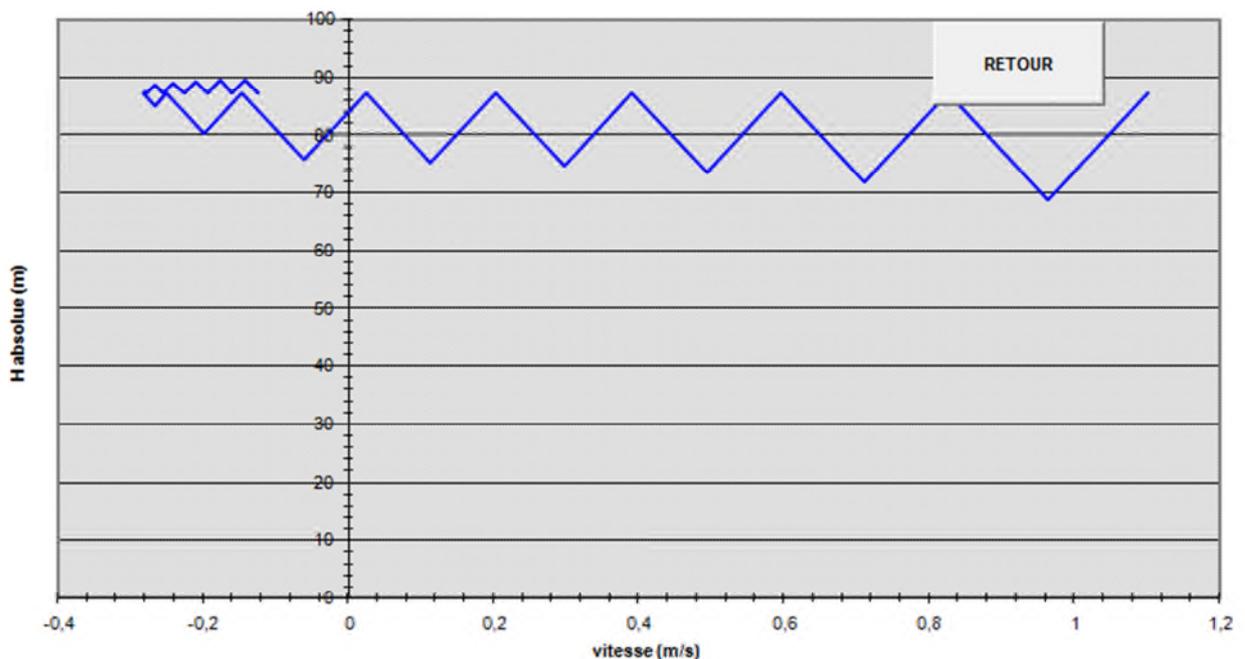


Figure (VI.7) : Epure de Bergeron pour la conduite F1 – SR

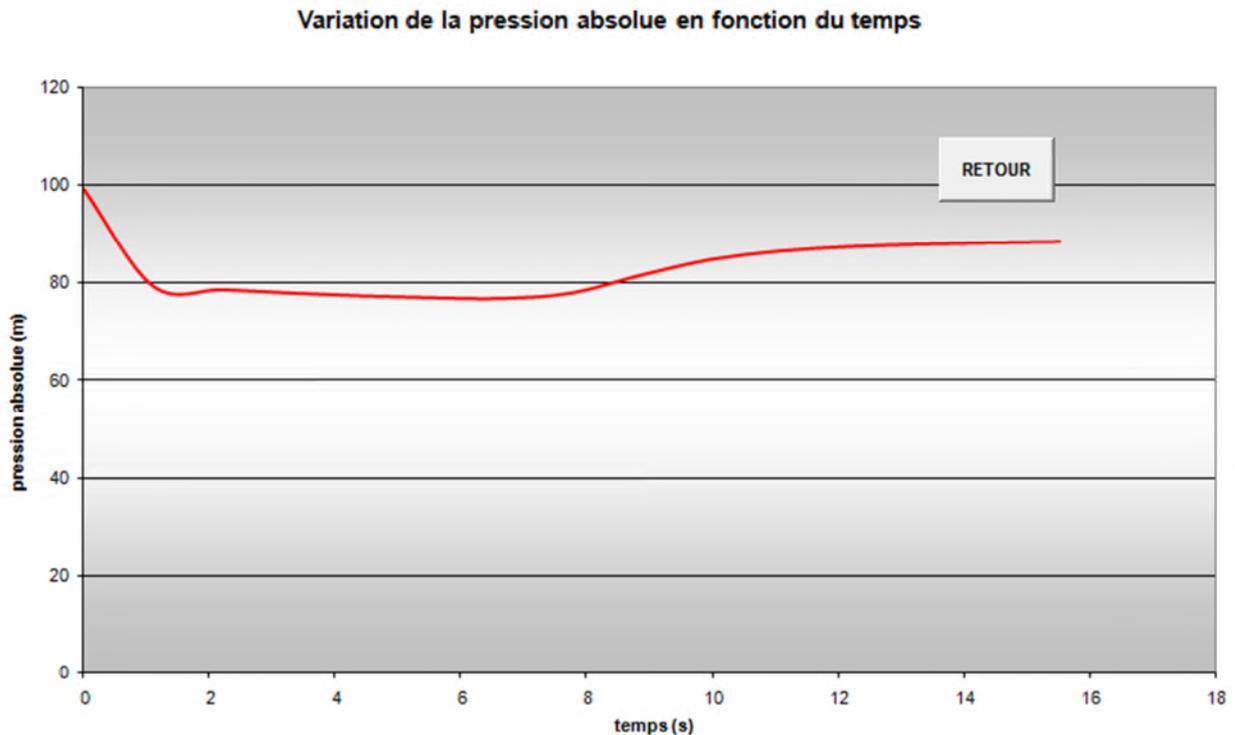


Figure (VI.8) : Allure de dépression et de surpression dans le tronçon F1 – SR

B. Calcul le volume de réservoir d'air

A partir du tableau (VII.3), on a le volume maximal d'air est $0,1237 \text{ m}^3$. Par conséquent, il est possible à présent de calculer le volume total du réservoir anti Béliers pour le tronçon F1 – SR, tel que :

$$V_t = 1,2 * U_{\max}$$

D'où :

$$V_t = 1,2 * 0,1237 = 0,148 \text{ m}^3.$$

Par conséquent on optera un réservoir de 150 litres.

✓ Tronçon SR - Réservoir

Données :

- $Q = 0,0088 \text{ m}^3/\text{s}$
- $D = 0,1 \text{ m}$
- $e = 0,005$
- $L = 777 \text{ m}$
- $H_g = 90,69 \text{ m}$
- $K = 17,47$
- $K' = 29,58$
- $C = 0,91$
- $C' = 2,30$

On choisit une tuyère de diamètre $d = 0,026 \text{ mm}$ qui est incorporée dans une tubulure de diamètre $D' = 0,05 \text{ mm}$.

A. Calcul avec dispositif anti bélier

Les résultats du calcul du réservoir d'air pour le tronçon SR – Réservoir on utilisant la méthode de BERGERON, sont donnés dans tableau (VII.4) ci-dessous. L'épure de BERGERON est illustrée par la figure (VII.9).

Tableau (VI.4) : Les résultats de calcul du réservoir d'aire de la conduite SR – Réservoir

Données de l'Adductif		Résultat		Données du Réservoir d'	
Diametre	0,1 m	Vitesse	1,1210191 m/s	Volume U ₀	0,1 m ³
Débit	0,0088 m ³ /s	Section	0,00785 m ²	K PDC entr	102,57 Vf ²
H géomet	90,69 m	Célérité a	1296,5848 m/s	K PDC sort	14,15 Vf ²
Long. Conc	777 m	B	148,16476 m	Exposant	1,2
coef. K	0,5	Hmax	238,85476 m	Pression de l'air	
Épaisseur	0,005 m	Hmin	-57,474761 m	pres. air Z = 7,1081384 /U ²	
C Haz Will	128,25	periode δ	1,1985333 s	Résultats des pressio	
Résultats des variations du volume c		H ₀	100,69 m	Surpressio = 2,8715137 m	
Umax	0,1253191 m ³	PDC δ	11,966401 m	Dépressio = 14,750327 m	
Umin	0,1 m ³	a/g	132,1697 s		

temps	ΔU	U	Z	$\Delta h1 ; \Delta h2$	Z- $\Delta h ; Z+\Delta h$	δ	Z-+ Δh -+ δ	Vf graph	Vm	Vf choisie	f
0	0	0,1	112,6564	0	112,6564	11,966401	100,69	1,1210191	0	0	
1,1985333	0,0097715	0,1097715	100,73225	12,938007	87,798238	8,9126493	78,883589	0,9560311	1,03858	0,9561409	-0,0001096
2,3970666	0,0075739	0,1173454	92,981528	6,0488969	86,931631	4,4093889	82,522243	0,8535854	0,8050087	0,6538766	-0,0002912
3,5955998	0,0049307	0,122276	88,508602	2,1994275	86,301174	1,7276809	84,573513	0,3941897	0,5240655	0,3942544	-5,473E-05
4,7941331	0,0025995	0,1248756	86,294441	0,3547865	85,939673	0,3189546	85,620718	0,1582372	0,2762979	0,1583413	-0,0001041
5,9926664	0,0004435	0,1253191	85,929071	0,4208614	86,348952	0,0596825	86,408635	-0,0638207	0,0471419	-0,0640575	0,0002268
7,1911997	-0,0013797	0,1239394	87,077231	5,3899589	92,46719	0,8328831	93,100073	-0,2293095	-0,1468467	-0,2292359	-7,368E-05
8,389733	-0,0024767	0,1214627	89,212204	9,0823319	98,274536	1,023952	99,298488	-0,2972634	-0,2632388	-0,2972417	-2,161E-05
9,5882662	-0,0028602	0,1186625	91,744409	9,1091716	100,85356	1,0288519	101,88243	-0,2967696	-0,2976253	-0,2980089	-0,0007807
10,7868	-0,0026377	0,1159748	94,301713	7,6630957	101,96481	0,8766651	102,84147	-0,2734695	-0,2856709	-0,2733329	-0,0001368
11,985333	-0,0024067	0,1135681	96,704827	5,8227635	102,52759	0,679806	103,2074	-0,2381447	-0,2557974	-0,2382618	0,0001171
13,183886	-0,0020569	0,1115113	98,849249	4,060721	102,90997	0,4869024	103,39687	-0,1986177	-0,2186168	-0,1989717	0,000354
14,382399	-0,0016742	0,1098371	100,66003	2,5255148	103,18555	0,3136544	103,4992	-0,1568829	-0,1779434	-0,1569151	3,219E-05
15,580933	-0,0012734	0,1085636	102,07857	1,3280179	103,40659	0,1729686	103,57956	-0,1137659	-0,1353509	-0,1137868	2,083E-05
16,779466	-0,0008637	0,1077	103,06167	0,4996397	103,56151	0,069983	103,6315	-0,069648	-0,0917974	-0,069808	0,00016

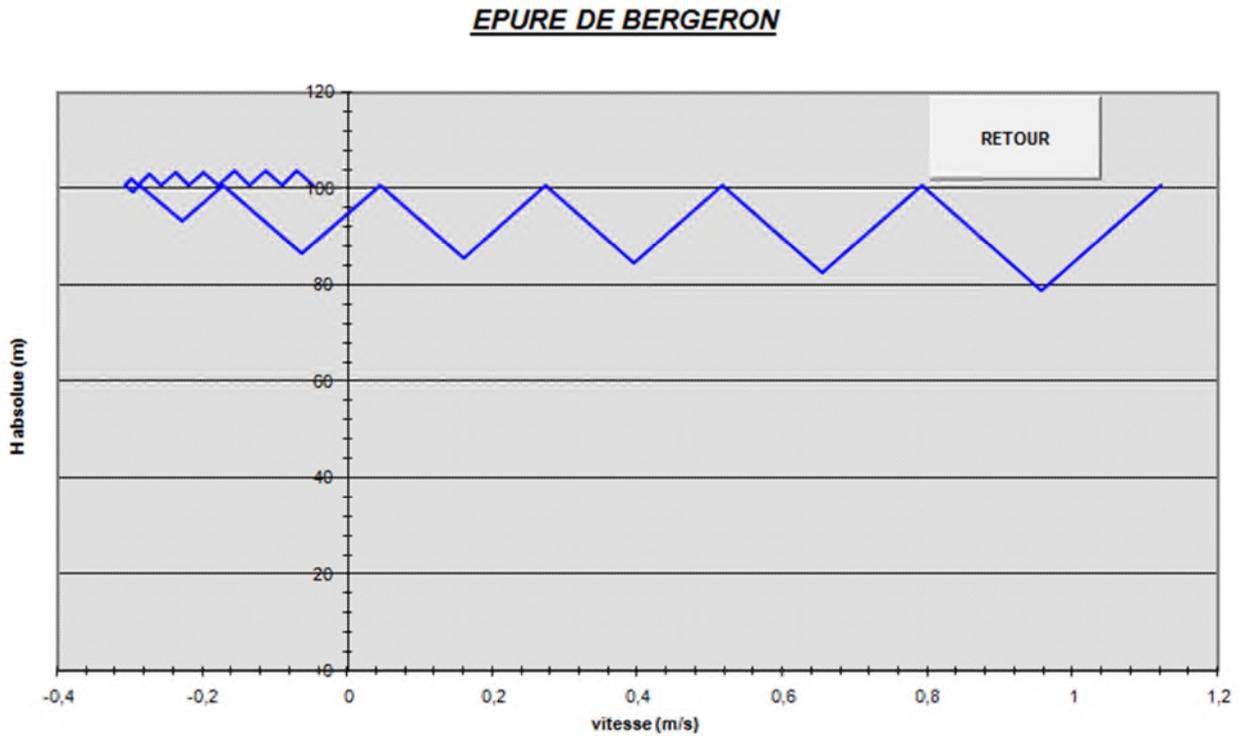


Figure (VI.9) : Epure de Bergeron pour la conduite SR – Réservoir

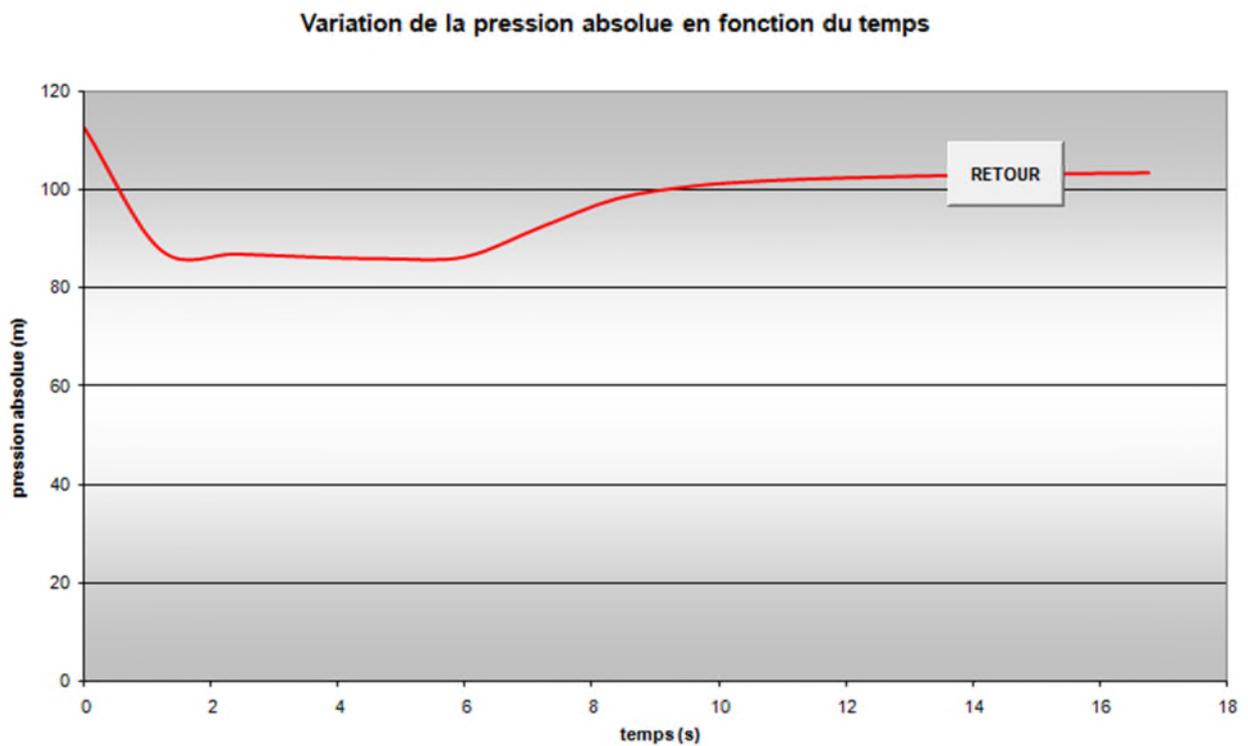


Figure (VI.10) : Allure de dépression et de surpression dans le tronçon SR – Réservoir

B. Calcul le volume de réservoir d'air

A partir du tableau (VI.4), on a le volume maximal d'air est $0,125 \text{ m}^3$. Par conséquent, il est possible à présent de calculer le volume totale du réservoir anti Béliet pour le tronçon F1 – SR, tel que :

$$V_t = 1,2 * U_{\max}$$

D'où :

$$V_t = 1,2 * 0,125 = 0,150 \text{ m}^3.$$

Par conséquent on optera un réservoir de 150 litres.

VI.9. Conclusion

Après les calculs effectués sur le coup de béliet, pour les conduites de refoulement, on a opté de protéger les conduites qui ne résistent pas aux surpressions avec des réservoirs d'airs, le volume de ses derniers sont comme suite :

$$V_t = 0,160 \text{ m}^3 \text{ pour le tronçon SP – SR,}$$

$$V_t = 0,150 \text{ m}^3 \text{ pour le tronçon F1 – SR,}$$

$$V_t = 0,150 \text{ m}^3 \text{ pour le tronçon SR – Réservoir.}$$

VII.1. Introduction

Dans ce chapitre nous allons projeter un nouveau réseau de distribution de l'eau potable de la ville de Ouled Sidi H'cen, commune Ghillassa à l'horizon 2041 en respectant les exigences de l'agglomération de point de vue débit, vitesse et pression.

VII.2. Choix de type de réseau de distribution a l'horizon

VII.2.1. Le réseau ramifié

On les appelle ainsi grâce à leur structure arborisante fréquemment utilisés dans les petites agglomérations rurales. Leur inconvénient; c'est que dans les conduites il n'y a qu'un seul cheminement possible. Ce type de réseau présente l'avantage d'être économique, mais il manque de sécurité en cas de rupture d'une conduite principale, tous les consommateurs situés à l'aval seront privés d'eau [16].

VII.2.2. Le réseau maillé

Le réseau maillé dérive du réseau ramifié par connexion des extrémités des conduites (généralement jusqu'au niveau des conduites tertiaires) qui permettent une alimentation de retour. Ainsi chaque point du réseau peut être alimenté en eau par deux ou plusieurs cotés. et en cas de rupture d'une conduite, il suffit de l'isoler [16].

VII.2.3. Le réseau étagé

Le réseau étagé est caractérisé par des différences de niveau très importantes, ce qui fait que la distribution d'eau par le réservoir donne de fortes pressions aux points les plus.

VII.2.4. Le réseau combiné

Ce type de réseau est caractérisé par des mailles englobant des ramifications qui assure une distribution à des consommateurs qui sont éloignés de la ville.

Remarque

Pour le choix du type du réseau de distribution d'eau potable, nous devons tenir compte de l'emplacement des quartiers et des consommateurs. Nous optons pour un réseau de distribution ramifié.

VII.2.5. Principe du tracé du réseau ramifié

- Repérer les quartiers ayant une densité de population importante.
- Déterminer le sens principal de la distribution d'eau potable.
- Tracer les conduites principales en parallèle.
- Relier les conduites principales par des conduites secondaires.

- Ajouter des ramifications à partir d'un nœud de manière à assurer l'alimentation des consommateurs éloignés.

VII.3. Choix du matériau des conduites du réseau

Le choix du type de matériaux des conduites parmi les parties importants de construction du réseau, leur choix doit répondre à certaines exigences, à savoir

- Pression interne supportée par la canalisation.
- La résistance au de l'agressivité du sol.
- la jonction de la conduite avec les équipements auxiliaires (joints, coudes...etc.)
- Facilité de la mise en œuvre.
- Facilité d'entretien et d'exploitation.
- Disponibilité du produit sur le marché national.
- Du prix unitaire.
- Durée de vie.

Dans le tableau (VII.1). Ci-dessous nous citons les avantages et les inconvénients de chaque type de matériau :

Tableau (VII.1) : Caractéristique des différents types de matériau

Type de matériau	Avantages	Inconvénients
Fonte	<ul style="list-style-type: none"> -bonne résistance aux forces internes. -très rigides et solides. - longueur des conduites variant de 6 à 16 m, donc nous obtenons une réduction des joints. - facilité de pose. 	<ul style="list-style-type: none"> -les tuyaux en fonte sont très lourds très chers. -risque de déformation des conduites pendant leur transport. -cout très élevé pendant la pose et mauvaise résistance au cisaillement.
pvc (polychlorure de vinyle)	<ul style="list-style-type: none"> -bonne résistance à la corrosion. -disponible sur le marché. -une pose de canalisation facile. 	<ul style="list-style-type: none"> - risque de rupture.

➤ Suite du **Tableau (VII.1) : Caractéristique les différents types de matériau**

Type de matériau	Avantages	Inconvénients
PEHD (polyéthylène haute densité)	<ul style="list-style-type: none"> -bonne résistance à la corrosion. -disponibilité sur le marché -résistance aux conditions climatiques. -souplesse à l'utilisation. -légèreté et facilité d'utilisation. -facilité du transport et du stockage. -possibilité de raccordement. -un bon rapport qualité prix. -bonne durée de vie élevée. 	<ul style="list-style-type: none"> -nécessite une grande technicité pour la jonction.

Remarque

Notre choix est porté sur des conduites en **PEHD PN16**.

VII.4. Calcul hydraulique du réseau de distribution projeté à l'horizon 2041

Le nombre d'habitants est estimé à 3625 habitants.

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

$$\beta_{\max} = 1,52 ; \quad \alpha_{\max} = 1,3$$

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

$$K_{\max.h} = 1,3 * 1,52 = 1,98$$

On prend $K_{\max.h} = 1,98$

A partir du tableau de régime de consommation (annexe 1), les heures de pointes sont de 12h –13h et 13h - 14h avec un pourcentage de 7 % de la consommation journalière.

VII.4.1. Débit de pointe

C'est le débit par lequel se fait le dimensionnement du réseau de distribution, il représente le débit de l'heure de pointe.

$$Q_p = Q_{\max.j} * P \quad (\text{VII.1})$$

Q_p = Débit de pointe (m^3/h)

$Q_{\max.j}$ = débit maximum journalière (m^3/h).

P = pourcentage du débit maximum journalière a l'heur du pointe égale à 7 % danc notre cas.

$Q_{\max.j} = 696,3$ (m^3/j)

$Q_p = 696,3 * 0,07$

$Q_p = 48,74$ m^3/h

$Q_p = 13,54$ l/s

VII.4.2. Débit spécifique

C'est le volume d'eau consommé à travers un mètre des canalisations pendant une seconde.

$$q_s = \frac{Q_p}{\sum L_i} \quad (\text{VII.2})$$

L_i : longueur du traçons i (m)

$\sum L_i$: 8749 m

$Q_s = \frac{13,54}{8749}$

$Q_s = 0,00155$ l/s.m

VII.4.3. Débit en route

C'est le débit consommé d'une façon uniforme le long du tronçon.

$$Q_{ri} = q_s * L_i \quad (\text{VII.3})$$

VII.4.4. Débit en nœud

Le débit au nœud est celui qu'il faut assurer à chaque jonction des conduites du réseau.

$$Q_n = 0,55 \sum q_r + q_c \quad (\text{VII.4})$$

Q_n : débit au nœud (l/s)

q_r : débit de route en (l/s)

q_c : débit concentré (l/s)

VII.4.5. Le calcul des débits en route et les débits au nœud

Le réseau de distribution est composé de 78 tronçons ramifiés.

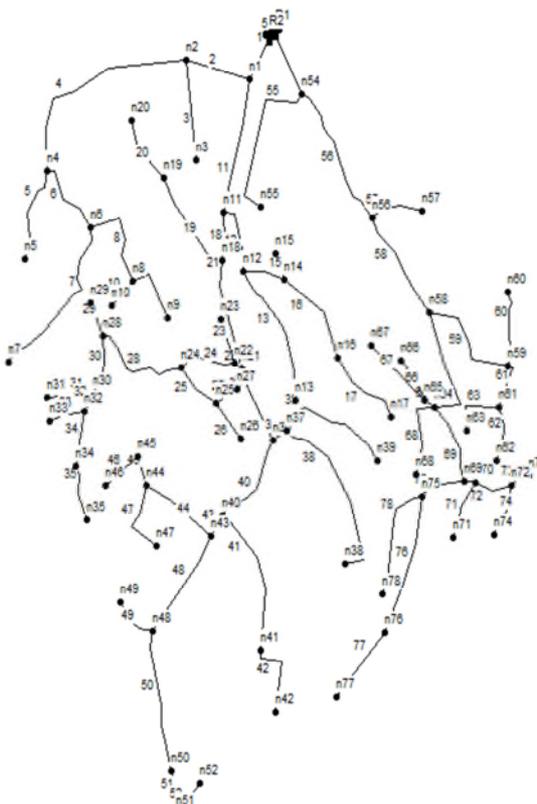


Figure (VII.1) : Le tracé du réseau de distribution

Tableau (VII.2) : Détermination des débits

Tronçon	Longueur (m)	Q_s (l/s/m)	Q_r (l/s)	Q aval (l/s)	Q_n (l/s)	D (cm)	DN (mm)
01-R150	55	0,00155	0,08525	4,97519	5,0220775	2,52933805	315
02-01	110	0,00155	0,1705	1,10143	1,195205	1,23391821	125
03-02	162	0,00155	0,2511	0,00	0,138105	0,41944003	50
04-02	330	0,00155	0,5115	0,682	0,963325	1,10777507	125
05-04	140	0,00155	0,217	0,00	0,11935	0,38992078	40
06-04	120	0,00155	0,186	0,46035	0,56265	0,84661183	90
07-06	250	0,00155	0,3875	0,00	0,213125	0,52105356	63
08-06	140	0,00155	0,217	0,127875	0,247225	0,56119186	63
09-08	100	0,00155	0,155	0,00	0,08525	0,32954321	40
10-08	50	0,00155	0,0775	0,00	0,042625	0,23302224	25
11-01	195	0,00155	0,30225	3,6137475	3,779985	2,19437178	250
12-11	100	0,00155	0,155	0,502975	0,588225	0,86563919	90
13-12	210	0,00155	0,3255	0,00	0,179025	0,47755348	50
14-12	70	0,00155	0,1085	0,264275	0,32395	0,64239798	75
15-14	40	0,00155	0,062	0,00	0,0341	0,20842143	25
16-14	145	0,00155	0,22475	0,1065625	0,230175	0,54149475	63
17-16	125	0,00155	0,19375	0,00	0,1065625	0,36844051	40

18-11	70	0,00155	0,1085	2,9658475	3,0255225	1,96320371	200
19-18	100	0,00155	0,155	0,1321375	0,2173875	0,5262383	63
20-19	155	0,00155	0,24025	0,00	0,1321375	0,41027799	50
21-18	160	0,00155	0,248	2,61206	2,74846	1,87115551	200
22-21	15	0,00155	0,02325	0,8328925	0,84568	1,03793033	110
23-22	70	0,00155	0,1085	0,00	0,059675	0,27571563	32
24-22	90	0,00155	0,1395	0,6964925	0,7732175	0,99246685	110
25-24	76	0,00155	0,1178	0,0895125	0,1543025	0,44335504	50
26-25	65	0,00155	0,10075	0,00	0,0554125	0,26568623	32
27-25	40	0,00155	0,062	0,00	0,0341	0,20842143	25
28-24	160	0,00155	0,248	0,40579	0,54219	0,83107635	90
29-28	80	0,00155	0,124	0,00	0,0682	0,29475241	32
30-28	86	0,00155	0,1333	0,264275	0,33759	0,6557827	75
32-30	30	0,00155	0,0465	0,179025	0,2046	0,51052614	63
33-32	50	0,00155	0,0775	0,00	0,042625	0,23302224	25
34-32	80	0,00155	0,124	0,0682	0,1364	0,41684285	50
35-34	80	0,00155	0,124	0,00	0,0682	0,29475241	32
36-21	115	0,00155	0,17825	1,6683425	1,76638	1,5000552	160
37-36	28	0,00155	0,0434	0,3895925	0,4134625	0,72574363	75
38-37	265	0,00155	0,41075	0,00	0,2259125	0,53645748	63
39-37	192	0,00155	0,2976	0,00	0,16368	0,45662846	50
40-36	142	0,00155	0,2201	1,133825	1,25488	1,26434697	160
41-40	215	0,00155	0,33325	0,1023	0,2855875	0,60316311	63
42-41	120	0,00155	0,186	0,00	0,1023	0,3609965	40
43-40	35	0,00155	0,05425	0,8184	0,8482375	1,03949859	110
44-43	130	0,00155	0,2015	0,1832875	0,2941125	0,61209934	63
45-44	40	0,00155	0,062	0,0554125	0,0895125	0,3376813	40
46-45	65	0,00155	0,10075	0,00	0,0554125	0,26568623	32
47-44	110	0,00155	0,1705	0,00	0,093775	0,34562783	40
48-43	165	0,00155	0,25575	0,383625	0,5242875	0,81724058	90
49-48	68	0,00155	0,1054	0,00	0,05797	0,27174829	32
50-48	205	0,00155	0,31775	0,1508925	0,325655	0,64408628	75
51-50	62	0,00155	0,0961	0,0980375	0,1508925	0,43842872	50
52-51	55	0,00155	0,08525	0,00	0,0468875	0,24439578	25
53-51	60	0,00155	0,093	0,00	0,05115	0,25526307	32
54-R250	100	0,00155	0,155	2,3384075	2,4236575	1,75711746	200
55-54	270	0,00155	0,4185	0,00	0,230175	0,54149475	63
56-54	215	0,00155	0,33325	1,924945	2,1082325	1,63879422	200
57-56	85	0,00155	0,13175	0,00	0,0724625	0,30382383	32
58-56	165	0,00155	0,25575	1,71182	1,8524825	1,53618043	160
59-58	165	0,00155	0,25575	0,298375	0,4390375	0,74785255	75
60-59	110	0,00155	0,1705	0,00	0,093775	0,34562783	40

61-59	70	0,00155	0,1085	0,144925	0,2046	0,51052614	63
62-61	80	0,00155	0,124	0,00	0,0682	0,29475241	32
63-61	90	0,00155	0,1395	0,00	0,076725	0,31263214	32
64-58	185	0,00155	0,28675	1,11507	1,2727825	1,27333381	160
65-64	18	0,00155	0,0279	0,1560075	0,1713525	0,46720813	50
66-65	68	0,00155	0,1054	0,00	0,05797	0,27174829	32
67-65	115	0,00155	0,17825	0,00	0,0980375	0,35339572	40
68-64	120	0,00155	0,186	0,00	0,1023	0,3609965	40
69-64	122	0,00155	0,1891	0,7374125	0,8414175	1,03531127	110
70-69	18	0,00155	0,0279	0,2387	0,254045	0,56887978	63
71-70	75	0,00155	0,11625	0,00	0,0639375	0,28539279	32
72-70	75	0,00155	0,11625	0,110825	0,1747625	0,47183407	50
73-72	55	0,00155	0,08525	0,00	0,0468875	0,24439578	25
74-72	75	0,00155	0,11625	0,00	0,0639375	0,28539279	32
75-69	75	0,00155	0,11625	0,41943	0,4833675	0,78470044	50
75-76	202	0,00155	0,3131	0,1023	0,274505	0,59134415	63
76-77	120	0,00155	0,186	0,00	0,1023	0,3609965	40
75-78	170	0,00155	0,2635	0,00	0,144925	0,42967178	50

VII.5. Résultat de la simulation du réseau avec EPANET

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 du 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], vu que les pressions aux nœuds ne dépassent pas 160 m.c.e (16 bars) alors notre choix c'est porté sur des conduites en PEHD PN16. Les diamètres normalisés des conduites en PEHD PN16 voir l'annexe (2).

VII.5.1. Etat des arcs du réseau après la simulation

Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau ci-dessus

Tableau (VII.3) : Les résultats de la simulation

Tronçon	Longueur (m)	Débit tronçon (l/s)	D _{int} N (mm)	D _{ext} N (mm)	Vitesse (m/s)	P.Ch.un (m/km)
R150-01	55	35,21	277,6	315	0,58	1,04
01-02	110	5,57	110,2	125	0,58	3,17
02-03	162	0,41	26	32	0,78	31,85
02-04	330	3,93	90	110	0,62	4,51
04-05	140	0,39	26	32	0,73	28,09
04-06	120	2,46	73,6	90	0,58	5,11

06-07	250	0,51	32,6	40	0,62	15,78
06-08	140	1,11	51,4	63	0,53	6,93
08-09	100	0,32	26	32	0,61	20,78
08-10	50	0,23	20,4	25	0,70	31,26
01-11	195	27,15	220,4	250	0,71	2,00
11-12	100	3,06	79,2	90	0,62	5,33
12-13	210	0,47	32,6	40	0,56	13,57
12-14	70	1,74	66	75	0,51	4,64
14-15	40	0,20	21	25	0,59	25,60
14-16	145	0,90	40,8	50	0,69	14,47
16-17	125	0,36	26	32	0,68	25,37
11-18	70	21,93	176,2	200	0,90	3,92
19-20	155	0,92	40,8	50	0,71	15,21
18-19	100	0,40	26	32	0,76	30,61
18-21	160	19,06	163,6	200	0,91	4,35
21-22	15	6,64	96,8	110	0,90	8,15
22-23	70	0,27	26	32	0,51	15,19
22-24	90	5,35	96,6	110	0,73	5,51
24-25	76	0,90	44	50	0,59	10,19
25-26	65	0,26	20,4	25	0,80	45,45
25-27	40	0,20	20,4	25	0,59	25,60
24-28	160	3,46	79,2	90	0,70	6,64
28-29	80	0,29	26	32	0,55	17,11
28-30	86	2,35	66	75	0,69	7,99
30-31	70	0,27	26	32	0,51	15,19
30-32	30	1,43	55,4	63	0,59	7,66
32-33	55	0,53	21	25	0,66	31,26
32-34	80	0,70	40,8	50	0,54	9,35
34-35	80	0,29	26	32	0,55	17,11
21-36	115	10,57	141	160	0,68	3,07
36-37	28	1,70	61,4	75	0,57	6,31
37-38	265	0,53	32,6	40	0,63	16,62
37-39	192	0,45	32,6	40	0,54	12,53
36-40	142	7,40	130,8	160	0,55	2,32
40-41	215	0,95	40,8	50	0,73	16,09
41-42	120	0,36	26	32	0,67	24,56
40-43	35	5,20	96,8	110	0,71	5,24
43-44	130	1,54	55,4	63	0,64	8,70
44-45	40	0,59	35,2	40	0,61	14,16
45-46	65	0,26	20,4	25	0,80	45,45
44-47	110	0,34	26	26	0,64	22,63
43-48	165	2,63	79,2	90	0,53	4,07

48-49	68	0,27	26	32	0,50	14,80
48-50	205	1,56	61,4	75	0,53	5,43
50-51	62	0,92	44	50	0,61	10,60
51-52	55	0,24	20,04	25	0,69	34,04
51-53	60	0,25	20,4	25	0,77	42,30
R250-54	100	15,56	176,2	200	0,64	2,11
54-55	270	0,53	32,6	40	0,64	16,91
55-56	215	13,30	176,2	200	0,55	1,58
56-57	85	0,30	26	32	0,56	18,06
56-58	165	11,38	141	160	0,73	3,51
58-59	165	2,18	66	75	0,64	6,98
59-60	110	0,34	26	32	0,64	22,63
59-61	70	1,10	40,8	50	0,84	20,88
61-62	80	0,29	26	32	0,55	17,11
61-63	90	0,31	28	32	0,50	13,33
58-64	185	7,68	130,8	160	0,57	2,48
64-65	18	1,08	44	50	0,71	13,94
65-66	68	0,27	20,4	25	0,82	47,33
65-67	115	0,35	26	32	0,66	23,55
64-68	120	0,36	26	32	0,67	24,46
64-69	122	4,99	96,8	110	0,68	4,88
69-70	18	1,83	55,4	63	0,76	11,85
70-71	75	0,28	26	32	0,53	16,15
70-72	75	0,99	44	50	0,65	11,94
72-73	55	0,24	20,04	25	0,69	34,04
72-74	75	0,28	26	32	0,53	16,15
69-75	75	2,14	51,4	63	1,03	22,58
75-76	202	0,94	40,8	50	0,72	15,71
76-77	120	0,36	26	32	0,67	24,46
75-78	170	0,42	32,6	40	0,51	11,24

VII.5.2. Etat des nœuds du réseau après la simulation

Tableau (VII .4) : Récapitulation des résultats au niveau de chaque nœud

Nœud	Demande de base (l/s)	Altitude (m)	La pression (m)	La charge (m)
01	2,491	961,89	15,05	976,94
02	1,219	957,43	19,16	976,59
03	0,413	932,81	38,62	971,43
04	1,092	914,77	60,33	975,10
05	0,385	915,35	55,82	971,17

06	0,835	888,91	85,58	974,49
07	0,513	880,93	89,62	970,55
08	0,553	887,94	85,58	973,52
09	0,324	889,86	81,58	971,44
10	0,229	877,85	94,11	971,76
11	2,164	924,05	52,50	976,55
12	0,854	909,46	66,55	976,02
13	0,471	888,32	84,85	973,17
14	0,633	915,34	60,36	975,70
15	0,204	920,4	54,27	974,67
16	0,533	911,1	62,50	973,60
17	0,363	918,75	51,68	970,43
18	1,939	920,24	56,04	976,28
19	0,518	918,17	56,59	974,76
20	0,404	920,96	49,05	970,01
21	1,847	901,85	73,73	975,58
22	1,024	900,69	74,77	975,46
23	0,271	910,74	63,66	974,40
24	0,979	886	88,96	974,96
25	0,437	889,09	85,10	974,19
26	0,261	882,77	88,47	971,24
27	0,204	894,04	79,13	973,17
28	0,820	872,94	100,96	973,90
29	0,290	886,2	86,33	972,53
30	0,646	865,96	107,23	973,21
31	0,271	870,45	101,70	972,15
32	0,502	864,12	108,86	972,98
33	0,229	864,7	106,72	971,42
34	0,410	857,85	114,39	972,24
35	0,290	853,54	117,33	970,87
36	1,481	882,86	92,37	975,23
37	0,716	884,68	90,37	975,05
38	0,528	894,65	76,00	970,65
39	0,450	907,5	65,15	972,65
40	1,245	870,15	104,75	974,90
41	0,595	869,6	101,84	971,44
42	0,356	875,21	93,28	968,49
43	1,026	867,48	107,24	974,72
44	0,604	865,55	108,04	973,59
45	0,332	865,7	107,32	973,02
46	0,261	860,25	109,82	970,07
47	0,340	865,12	105,98	971,10

48	0,806	855,15	118,90	974,05
49	0,267	860,23	112,81	973,04
50	0,635	865,44	107,49	972,93
51	0,432	850	122,28	972,28
52	0,240	858,3	112,10	970,40
53	0,251	845,8	123,94	969,74
54	1,733	968,44	11,35	979,79
55	0,533	926,92	48,30	975,22
56	1,614	962	17,45	979,45
57	0,299	664,7	13,21	977,91
58	1,517	944,74	34,13	978,87
59	0,738	939,97	37,75	977,72
60	0,340	956,3	18,93	975,23
61	0,502	932,52	43,74	976,26
62	0,290	923,67	51,22	974,89
63	0,308	928,21	46,85	975,06
64	1,254	926,2	52,21	978,41
65	0,461	927,38	50,78	978,16
66	0,267	933,94	41,00	974,94
67	0,348	927,16	48,29	975,45
68	0,356	918,59	59,89	975,48
69	1,02	919,01	58,81	977,82
70	0,561	919,25	58,35	977,60
71	0,281	909,91	66,48	976,39
72	0,465	917,47	59,24	976,71
73	0,240	915,42	59,42	974,84
74	0,281	911	64,50	975,50
75	0,778	917,88	58,24	976,12
76	0,583	908,7	64,25	972,95
77	0,356	889,9	80,11	970,01
78	0,423	910,7	63,51	974,21

VII.5.3. Etat du réseau après la simulation

Après la saisie des formations du réseau, la simulation peut être lancée. Dans cette étape, grâce à son moteur de calcul, le logiciel analyse le comportement du réseau dans les conditions requise et détermine les différentes grandeurs hydrauliques (vitesses, débits pressions, charge).

La Figure (VII.2) ci-dessus représente de la simulation

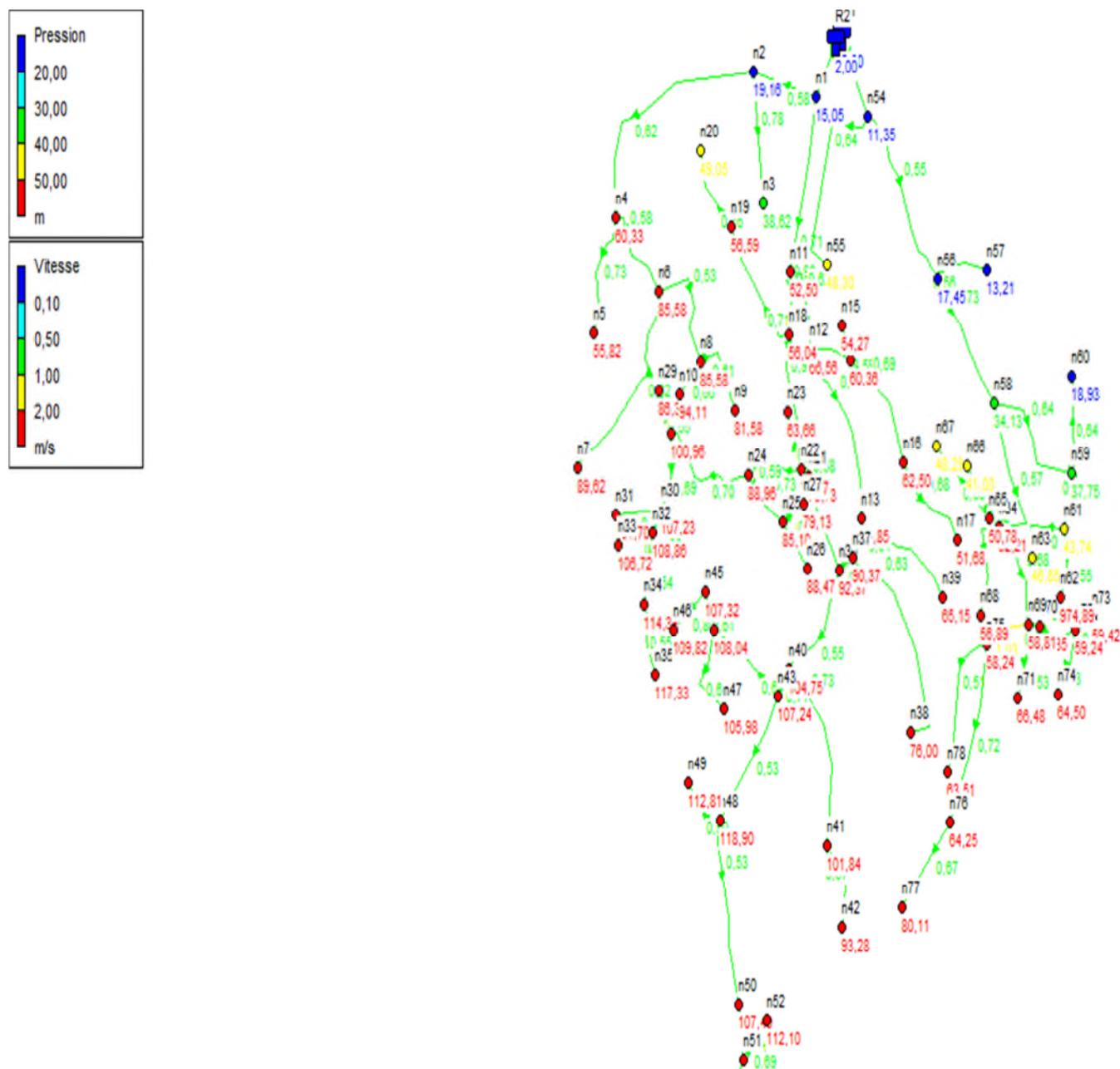


Figure (VII.2) : Le tracé du réseau de distribution après la simulation

Remarque

Afin d’avoir des pressions adéquate dans le réseau et pour le bon fonctionnement des accessoires du réseau, on envisage d’installer des réducteurs de pression au niveau des tançons suivants : (64 – 69), (18 – 21), (43 – 48), (04 – 06), (11 – 12).

Tableau (VII.5) : Récapitulation des résultats au niveau de chaque nœud après l'utilisation des vannes

Nœud	Demande de base (l/s)	Altitude (m)	La pression (m)	La charge (m)
01	2,491	961,89	15,05	976,94
02	1,219	957,43	19,16	976,59
03	0,413	932,81	38,62	971,43
04	1,092	914,77	59,33	975,10
05	0,385	915,35	55,82	971,17
06	0,835	888,91	46,19	935,10
07	0,513	880,93	50,23	931,16
08	0,553	887,94	46,19	934,13
09	0,324	889,86	42,20	932,06
10	0,229	877,85	54,72	932,57
11	2,164	924,05	52,65	976,70
12	0,854	909,46	37,24	946,70
13	0,471	888,32	55,53	943,85
14	0,633	915,34	30,04	946,38
15	0,204	920,4	24,95	945,35
16	0,533	911,1	29,18	944 ,28
17	0,363	918,75	22,36	941,11
18	1,939	920,24	56,19	976,43
19	0,518	918,17	56,74	974,91
20	0,404	920,96	49,20	970,16
21	1,847	901,85	19,58	921,43
22	1,024	900,69	20,62	921,31
23	0,271	910,74	14,50	920,24
24	0,979	886	34,81	920,81
25	0,437	889,09	30,95	920,04
26	0,261	882,77	34,31	917,08
27	0,204	894,04	24,97	919,01
28	0,820	872,94	46,81	919,75
29	0,290	886,2	32,18	919,38
30	0,646	865,96	53,08	919,06
31	0,271	870,45	47,55	918,00
32	0,502	864,12	54,71	918,83
33	0,229	864,7	52,57	917,27
34	0,410	857,85	54,23	918,08
35	0,290	853,54	54,17	916,71
36	1,481	882,86	38,22	921,08
37	0,716	884,68	36,22	920,90
38	0,528	894,65	21,84	916,49

39	0,450	907,5	13,99	918,49
40	1,245	870,15	49,60	920,75
41	0,595	869,6	47,69	917,29
42	0,356	875,21	39,13	914,34
43	1,026	867,48	53,08	920,56
44	0,604	865,55	53,88	919,43
45	0,332	865,7	53,17	918,87
46	0,261	860,25	51,66	915,91
47	0,340	865,12	51,82	916,94
48	0,806	855,15	55,41	910,56
49	0,267	860,23	49,33	909,56
50	0,635	865,44	44,01	909,45
51	0,432	850	58,79	908,79
52	0,240	858,3	48,62	906,92
53	0,251	845,8	59,46	906,26
54	1,733	968,44	11,35	979,79
55	0,533	926,92	48,30	975,22
56	1,614	962	17,45	979,45
57	0,299	664,7	13,21	977,91
58	1,517	944,74	34,13	978,87
59	0,738	939,97	37,75	977,72
60	0,340	956,3	18,93	975,23
61	0,502	932,52	43,74	976,26
62	0,290	923,67	51,22	974,89
63	0,308	928,21	46,85	975,06
64	1,254	926,2	52,21	978,41
65	0,461	927,38	50,78	978,16
66	0,267	933,94	41,00	974,94
67	0,348	927,16	48,29	975,45
68	0,356	918,59	56,89	975,48
69	1,02	919,01	34,40	953,41
70	0,561	919,25	33,95	953,20
71	0,281	909,91	42,08	951,99
72	0,465	917,47	34,83	952,30
73	0,240	915,42	35,01	950,43
74	0,281	911	40,09	951,09
75	0,778	917,88	33,84	951,72
76	0,583	908,7	39,84	948,54
77	0,356	889,9	55,71	945,61
78	0,423	910,7	39,11	949,81

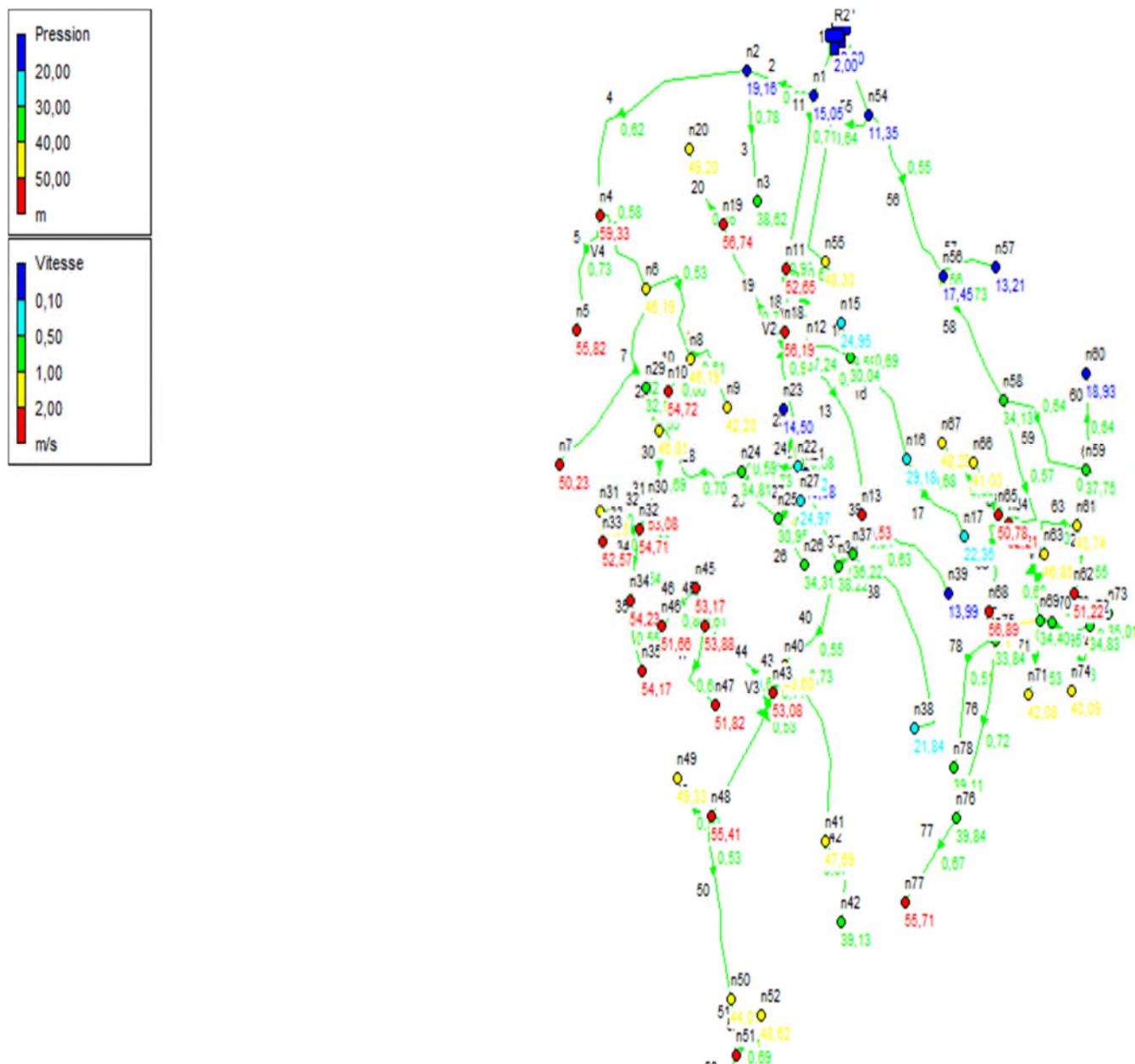


Figure (VII.3) : Le tracé du réseau après l'utilisation des vannes

➤ **Remarque**

On utilise dans le présent réseau des diamètres allant de 25 à 315 mm en PEHD PN16.

La majorité des vitesses dans les tuyaux sont comprises entre 0,5 et 1,5 m/s.

Il y'a quelques vitesses inférieures à 0,5 m/s, ceci est du aux faibles débits dans les tronçons concernés.

VII.6. Mode de gestion du réseau de distribution

La distribution se fera à partir des deux réservoirs existants celui de 150 m³ et celui de 250 m³, dont :

A partir du réservoir 150 m³, nous allons alimenter la partie Est du centre Ouled Sidi H'cen, et à partir du réservoir 250 m³, nous allons alimenter la partie Ouest du centre Ouled Sidi H'cene.

VII.7. Conclusion

Dans ce chapitre dédié au dimensionnement du réseau de distribution du centre Ouled Sidi H'cen dont le réseau est de type ramifié à cause des reliefs et de l'emplacement des consommateurs, un calcul hydraulique des différents débits (Q_{pointe} , $Q_{\text{spécifique}}$, Q_{route} , Q_{noeud}) est nécessaire afin d'effectuer une simulation à l'aide du logiciel EPANET et voir le comportement du réseau du point de vue vitesse et pression, des pressions élevées dépassant les 6 bars on été observées sur quelques nœuds, ce qui nous obligés à utiliser des réducteurs de pression dans les tronçons (64 – 69), (18 – 21), (43 – 48), (04 – 06), (11 – 12).

Conclusion générale

A travers l'étude que nous avons présentée, nous avons donné en premier lieu un aperçu général sur les problèmes du système d'alimentation en eau potable de la commune de Ghailassa, centre d'Ouled Sidi H'cène, wilaya de BBA.

Après avoir estimé les différents besoins en eau aux différents horizons, nous avons constaté que ces besoins à long terme (2041) sont de $696,30 \text{ m}^3/\text{j}$, sont bien loin d'être satisfaisant par rapport au débit journalier fourni par le forage F1 existant dans la zone d'étude. Dans le but de remédier à ce problème, il a été préconisé de renforcer par un appel à la source EL HAMAME avec un débit d'exploitation de $91,58 \text{ m}^3/\text{j}$ qui satisfera largement le débit dont la zone d'étude a besoin.

A fin d'assurer l'alimentation en eau potable dans la zone d'étude, nous avons procédé à projeter une station de reprise d'une capacité de stockage de 150 m^3 .

Pour le dimensionnement des conduites de la chaîne d'adduction, nous avons calculé les diamètres les plus économiques avec des vitesses acceptables. Concernant les matériaux des conduites, nous avons opté pour l'acier pour les avantages qu'elle présente.

A l'aide du logiciel CAPRARI, le choix des pompes s'est porté sur les pompes centrifuges à axe horizontal vu leurs rendements qui sont très élevés, avec une pompe de service et une autre de secours seront prévues pour chaque station de pompage.

Par conséquent, on a obtenu les résultats suivants :

La pompe installée sur la station de pompage est de type HVU25 / 4A+20.

La pompe installée sur le forage F1 est une pompe immergée de type E6RX47/91+MACX612-8V.

La pompe installée sur la station de reprise est de type HVU/3Q+25.

La protection de la conduite de refoulement contre le phénomène du coup Bélier est assuré par les réservoirs d'air, installés comme suit : un réservoir d'air de capacité 160 litre installé sur le tronçon Station de pompage – station de reprise.

Un réservoir d'air de capacité 150 litre installé sur le tronçon F1 – SR.

Un réservoir d'air de capacité 150 litre installé sur le tronçon SR – Réservoir.

La dernière étape de la conception du projet est la distribution. Le dimensionnement a été établi par le logiciel EPANET 2.0 V. La simulation du réseau a été effectuée sur 24 heures, les diamètres des canalisations varient entre 25 et 315 mm, pour lesquels les vitesses d'écoulements sont des limites souhaitées.

A 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 de la commune Ghailassa centre Ouled Sidi H'cène, et aussi, nous espérons que ce mémoire sera utile aux études à venir dans le domaine de l'alimentation en eau potable.

Bibliographie

- [1] : **ALLOUNE et YOUBI** : « Renforcement de l'AEP de la rive gauche de la commune d'AMIZOUR wilaya de BEJAIA à partir du barrage de TICHY HAF ». Mémoire de fin d'études Ingéniorat, Université Abderrahmane Mira de Bejaia, 2010.
- [2] : **Amara.L**, Etude numérique du phénomène transitoire du coup bélier par la méthode Des caractéristique – Application à des cas pratique, *Projet de fin d'étude, Ingéniorat*, Université A-Mira Bejaia, 214 page, 2010.
- [3] : **AMARA, L**, Note de calcule du coup de bélier.
- [4] : **Bennis,S.**, Hydraulique et Hydrologie, édition presse de l'université de Québec, canada, 451, pages, 2009.
- [5] : **BONNIN, J.**, Hydraulique urbaine appliquée aux agglomérations de petite et moyenne importance, *Edition Eyrolles, 1977*.
- [6] : **Bourrier.R, Selmi.B.**, Techniques de la gestion et de la distribution de l'eau, *Edition le moniteur*, Paris 829 page, 2011.
- [7] : **Carlier, M.**, Hydraulique urbaine appliquée, *Edition Eyrolles*, Paris 534 pages, 1980.
- [8] : Carte géographique de la commune de Ghailassa : NI-31-XXIII-2 EST , échelle 1/50000.
- [9] : Catalogue des prix fonte (acier) ANABIB.
- [10] : Catalogue numérique : CAPRARI.
- [11] : Catalogue PEHD CHIELLI.
- [12] : Données recueillies auprès du service : APC de la commune de Ghailassa, Subdivision Hydraulique de la daïra de Bordj Ghadir
- [13] : Données recueillies auprès météorologique de Bordj Bou Arreridj.
- [14] : **Duppont, A.**, Hydraulique Urbaine, tome II, Ouvrage de transport, Elévation et distribution des eaux, *Edition Eyrolles*, paris 484 page, 1979.
- [15] : **Emberger,L.**,La végétation de la région méditerranéenne essai d'une classification des groupements végétaux, 1930.
- [16] : **Hammou, S.**, Alimentation en eau potable du village M'LIHA, Commune CHELATA, Daira AKBOU, Université de Tizi Ouzou. Mémoire fin du cycle diplôme d'ingénieur.

- [17] : **Lencastre, A.**, Hydraulique générale, *Edition Eyrolles*, Paris 633 pages, 2005.
d'état en science Agronomique, 2013.
- [18] : **Pernès.P.**, Hydraulique unidimensionnelle ;partie 2, coup de bélier et phénomène d'oscillation en masse, pompes centrifuge, *Edition Cemagref*, Massy 2004.
- [19] : **Sadoune,A et Hamdi, D.**, Etude du raccordement de la station de dessalement d'eau de la Mère d'oued sebt daïra de cherchell (W) Tipaza. *Projet de fin d'étude, DEUA*, Université A-Mira Bejaia, 83 page, 2008.

Annexe(1) : La variation horaire en fonction du nombre de la population.

Heurs	Nombre d'habitant				
	Moins de 10000	De 10001 à 50000	De 50001 à 100000	plus de 100000	Agglo. De type rural
1	2	3	4	5	6
00-1	1	1.5	3	3.35	0.75
1-2	1	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	1	1.5	2.5	3.3	1
3-4	1	1.5	2.6	3.2	1
4-5	2	2.5	3.5	3.25	3
5-6	3	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	5	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.5	6.25	5.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	6
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	7	5	4.4	4.6	8.5
13-14	7	5	4.1	4.55	6
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	5
15-16	4.5	6	4.4	4.7	5
16-17	5	6	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	6
18-19	6.5	5	4.5	4.4	6
19-20	5	4.5	4.5	4.3	6
20-21	4.5	4	4.5	4.3	6
21-22	3	3	4.8	4.2	3
22-23	2	2	4.6	3.75	2
23-24	1	1.5	3.3	3.7	1

Annexe (2) : Le prix des différents diamètres pour les conduites en PEHD

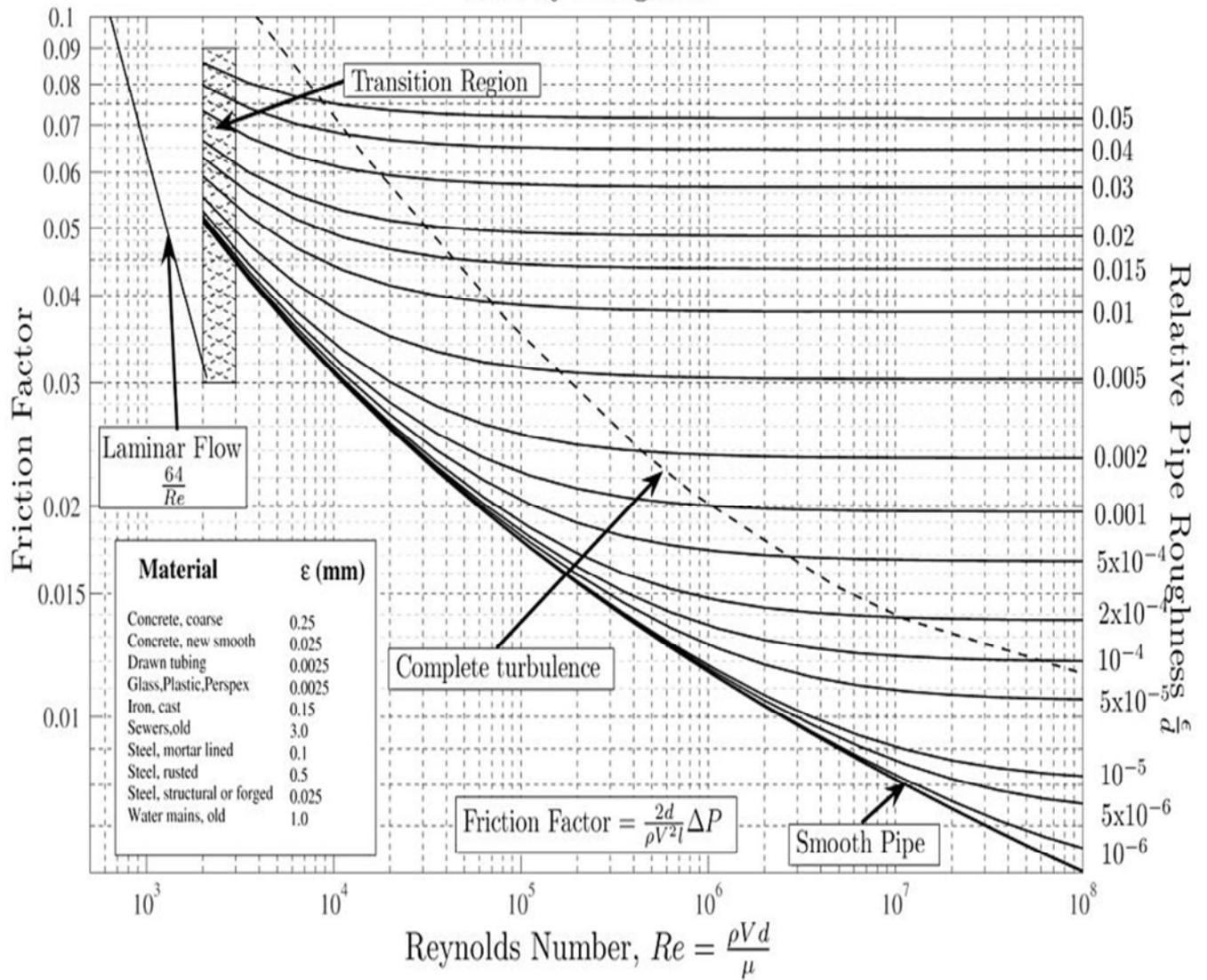
Diamètres (mm)	Prix (DA)
50	3552,84
100	4333,28
150	5233,72
200	6274,16
250	7498,60
300	8911,04
350	10499,48
400	12251,92
450	14156,36
500	16200,80
550	18373,24
600	23054,12

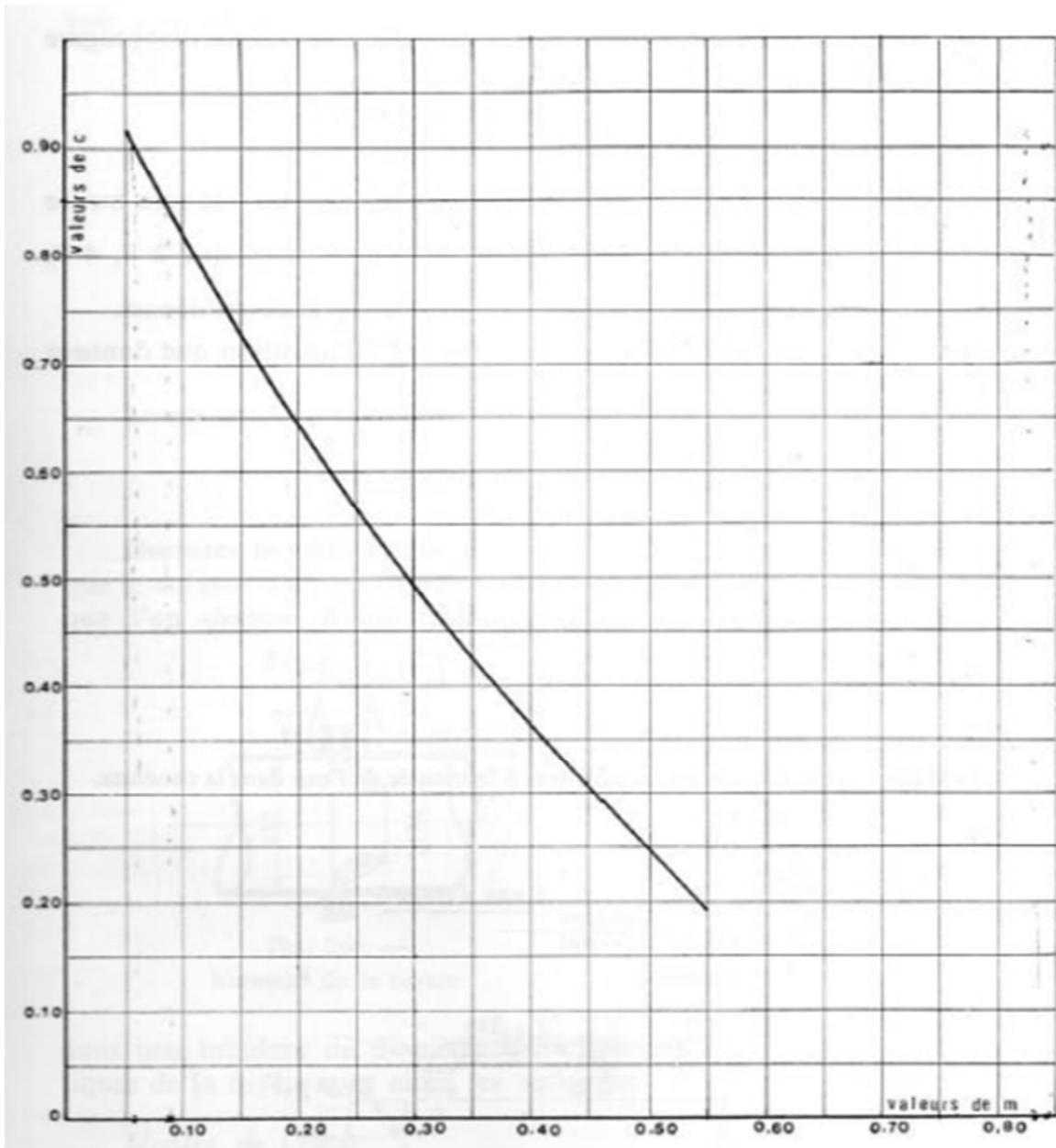
Annexe (3) : Prix des conduites en PEHD pour les différents diamètres (prix CHIALI)

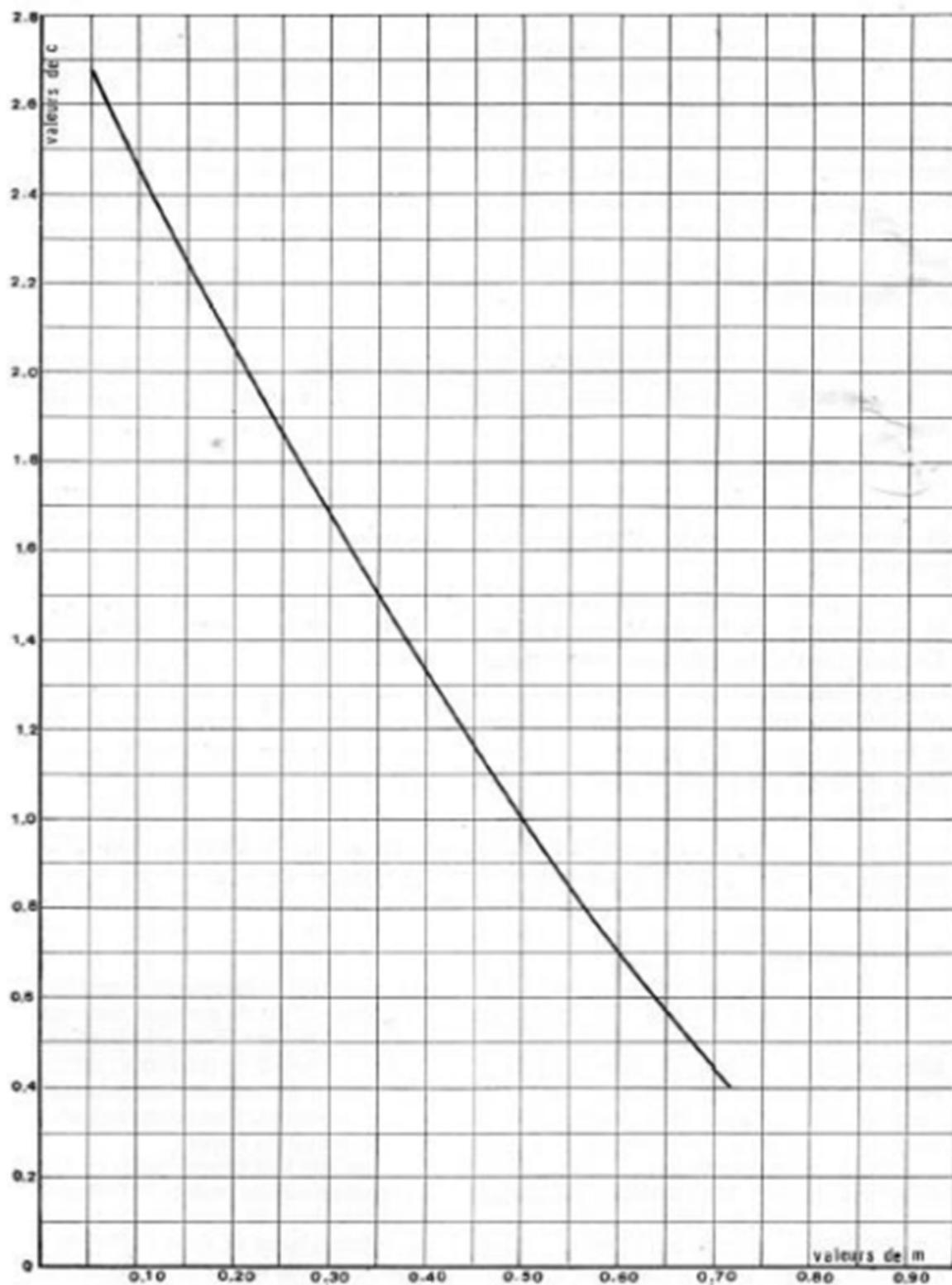
Référence	Désignation	Diamètre Ext (mm)	Epaisseur (mm)	Qualité Produit	Pression de service	Prix HT le M/L	Prix TTC le M/L
110080201	Tube PEHD	20	2	PE100	16 Bars	32,54	38,08
110080251	Tube PEHD	25	2,3	PE100	16 Bars	47,83	55,96
110080321	Tube PEHD	32	3	PE100	16 Bars	78,45	91,79
110080401	Tube PEHD	40	3,7	PE100	16 Bars	121,48	142,13
110080501	Tube PEHD	50	4,6	PE100	16 Bars	188,40	220,43
110080631	Tube PEHD	63	5,8	PE100	16 Bars	298,07	348,74
110080751	Tube PEHD	75	6,8	PE100	16 Bars	418,99	490,22
110080901	Tube PEHD	90	8,2	PE100	16 Bars	527,78	617,50
110081101	Tube PEHD	110	10	PE100	16 Bars	783,08	916,21
110081251	Tube PEHD	125	11,4	PE100	16 Bars	1004,42	1175,17
110081601	Tube PEHD	160	14,6	PE100	16 Bars	1641,60	1920,67
110082001	Tube PEHD	200	18,2	PE100	16 Bars	2577,92	3016,17
110082501	Tube PEHD	250	22,7	PE100	16 Bars	3988,48	4666,52
110083151	Tube PEHD	315	28,6	PE100	16 Bars	6125,60	7166,95
110084001	Tube PEHD	400	36,3	PE100	16 Bars	9895,20	11577,38
110085001	Tube PEHD	500	45,4	PE100	16 Bars	14934,00	17472,78
110086301	Tube PEHD	630	57,2	PE100	16 Bars	23712,00	27743,04

Annexe (4) : Diagramme de Moody

Moody Diagram



Annexe (5) : Coefficient de perte de charge C dans la tuyère

Annexe (6) : Coefficient de perte de charge C' dans la tuyère

Annexe (7) : Caractéristiques de la pompe 1 de SP - SR



CARACTÉRISTIQUES TECHNIQUES

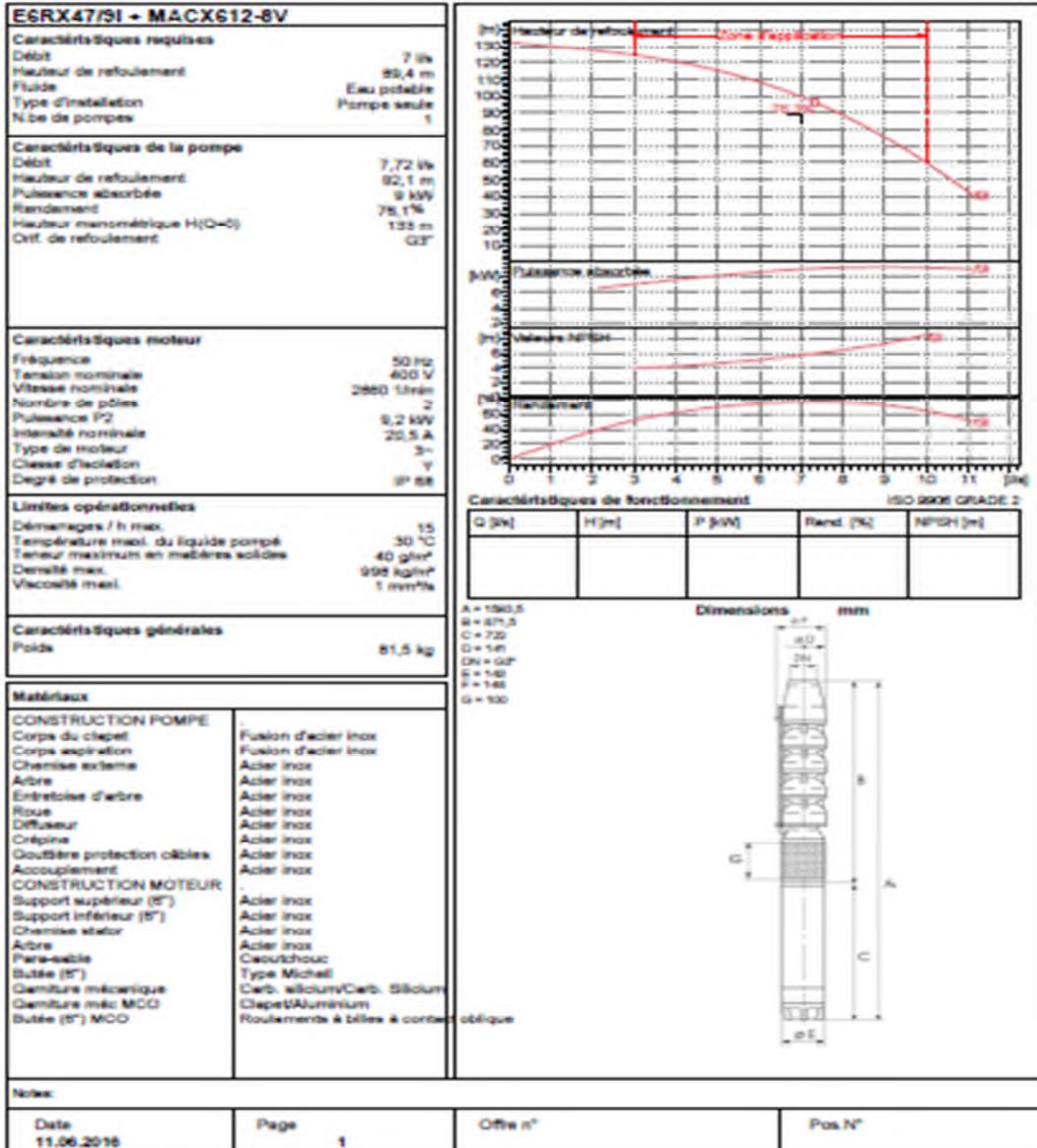
COMPANY WITH INTEGRATED
MANAGEMENT SYSTEM CERTIFIED BY DNV
= ISO 9001:2000 =
= ISO 14001:2004 =

HVU25 /4A+20			
Caractéristiques requises			
Débit	7 l/s		
Hauteur de refoulement	117 m		
Fluide	Eau potable		
Type d'installation	Pompe seule		
N. de pompes	1		
Caractéristiques de la pompe			
Débit	7,53 l/s		
Hauteur de refoulement	121 m		
Puissance absorbée	12,8 kW		
Rendement	70,5%		
Hauteur manométrique H(Q=0)	141 m		
Orif. de refoulement	DN40 (UNI PN40)		
Caractéristiques moteur			
Fréquence	50 Hz		
Tension nominale	400 V		
Vitesse nominale	2950 tr/min		
Nombre de pôles	2		
Puissance P2	15 kW		
Intensité nominale	0 A		
Type de moteur	3-		
Classe d'isolation	F		
Degré de protection	IP 55		
Limites opérationnelles			
Démarrages / h max.	10		
Température max. du liquide pompé	90 °C		
Teneur maximum en matières solides	20 g/m ³		
Densité max.	998 kg/m ³		
Viscosité max.	1 mm ² /s		
Caractéristiques générales			
Poids	156 kg		
Matériaux			
Corps de refoulement	Fonte		
Corps aspiration	Fonte		
Roue	Alliage de cuivre		
Corps d'étage	Fonte		
Charnière	Fonte		
Arbre	Acier inox		
Douille arbre	Acier inox		
Lentille de béton	Fonte		
Accouplement	Acier		
Accouplement rigide	Fonte/Acier		
Stuffing box	Fonte		
Packing	Tresse graphite		
Notes:			
Date	Page	Offre n°	Pos. N°
11.06.2016	1		

<p>Caractéristiques de fonctionnement (ISO 9906 GRADE 2)</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>Q [l/s]</th> <th>H [m]</th> <th>P [kW]</th> <th>Rend. [%]</th> <th>NPSH [m]</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>0</td> <td>141</td> <td>0</td> <td></td> <td>0</td> </tr> <tr> <td>7.53</td> <td>~80</td> <td>12.8</td> <td>70.5</td> <td>~4</td> </tr> </tbody> </table>		Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]	0	141	0		0	7.53	~80	12.8	70.5	~4
Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]												
0	141	0		0												
7.53	~80	12.8	70.5	~4												
<p>Dimensions mm</p> <ul style="list-style-type: none"> 1 = 606 2 = 636 A = 1112 B = 564 C = 310 D = 274 DN_{in} = 50 PN16 DN_{out} = 40 PN40 E = 175 F = 175 G = 350 H = 72 I = 85 L = 260 M = 310 N = 32 																

PumpTux version 3.5 - 01.06.2011 (page 25)

Annexe (8) : Caractéristiques de la pompe 2 du F1 - SR



Annexe (9) : Caractéristiques de la pompe 3 de SR - Réservoir



CARACTÉRISTIQUES TECHNIQUES

COMPANY WITH INTEGRATED
MANAGEMENT SYSTEM CERTIFIED BY DNV
= ISO 9001:2000 =
= ISO 14001:2004 =

HVU35 /SQ+25	
Caractéristiques requises	
Débit	8,8 l/s
Hauteur de refoulement	102 m
Fluide	Eau potable
Type d'installation	Pompe seule
N. de pompes	1
Caractéristiques de la pompe	
Débit	10,5 l/s
Hauteur de refoulement	108 m
Puissance absorbée	15,3 kW
Rendement	72,1%
Hauteur manométrique H(Q=0)	111 m
Orif. de refoulement	DN50 (UNI PN40)
Caractéristiques moteur	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2950 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance P2	18,5 kW
Intensité nominale	0 A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55
Limites opérationnelles	
Démarrages / h max.	10
Température max. du liquide pompé	90 °C
Teneur maximum en matières solides	20 g/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité max.	1 mm ² /s
Caractéristiques générales	
Poids	179 kg
Matériaux	
Corps de refoulement	Fonte
Corps aspiration	Fonte
Roue	Alliage de cuivre
Corps d'étage	Fonte
Chemise	Fonte
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier inox
Lentille de liaison	Fonte
Accouplement	Acier
Accouplement rigide	Fonte/Acier
Stuffing box	Fonte
Packing	Tresse graphite

Caractéristiques de fonctionnement ISO 9906 GRADE 2

Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]
0	111	0	0	0
10	105	15,3	72,1	0,5
15	95	18,5	65	0,5

Dimensions mm

I = 658
J = 610
A = 1172
B = 580
C = 294
D = 274
DNk = 50PN16
DNm = 50PN40
E = 200
F = 200
G = 300
H = 75
I = 85
L = 300
M = 374
N = 22

Execution standard
Standard assembly
Execution standard

Date 11.06.2016	Page 1	Offre n°	Pos. N°
--------------------	-----------	----------	---------

PumpTutor version 3.5 - 01.06.2011 (build 25)

Titre : Etude d'alimentation en eau potable du centre Ouled Sidi H'cène wilaya de Bordj Bou Arreridj.

Résumé

Dans le cadre de ce projet de fin d'étude, nous avons établie des déférentes étapes nécessaires pour l'étude d'alimentation en eau potable du centre Ouled Sidi H'cène.

Après avoir présenté le site du projet, nous avons entamé l'estimation des besoins en eau des déférentes catégories d'usagers à l'horizon 2041. Ensuite, nous avons procédé à la vérification des réservoirs existants, suivis d'une étude technico-économique pour trouver le diamètre des conduites d'adduction. Nous avons traitée aussi la partie pompage, ou on a choisi les pompes adéquates à chaque tronçon, suivi de la vérification du phénomène du coup bélier. Enfin on a terminé le travail par la conception du projet est la distribution.

Mots clés : AEP, adduction, réservoirs, pompe, coup de bélier, distribution.

Title: Drinking Water Research center of Ouled Sidi H'cène Bordj Bou Arreridj.

Summary

As part of this final project study, we established deferent necessary steps to supply drinking water study in the center of Ouled Sidi h'cène .

After presenting the project site, we began estimating water needs of deferent categories - using at the horizon 2041. We then verified existing tanks, followed by a technical and economic study to find the diameter of the intake pipes. We also treated the pumping part, or we have chosen the right pumps each section, followed by checking against the phenomenon of the ram stroke, finally we finished the project design is distribution.

Keywords: AEP, supply, tanks, pump, water hammer, distribution.

العنوان: دراسة شبكة تزويد المياه الصالحة للشرب لمركز أولاد سيدي حسن برج بوعريريج .

ملخص

وكجزء من هذه الدراسة النهائية للمشروع، أنشأنا الخطوات اللازمة لتزويد المراحل اللازمة لتزويد المياه الصالحة للشرب لمركز أولاد سيدي حسن.

بعد عرض موقع المشروع، بدأنا تقدير الاحتياجات المائية لمختلف الفئات مع أفق 2041. و بعد ذلك التحقق من الخزانات القائمة، تليها دراسة فنية واقتصادية للعثور على قطر أنابيب السحب . و أيضا الجزء الضخ، و اخترناه بضخ حق كل قسم ، يليه فحص ضد ظاهرة المطرقة المائية ، وأخيرا انتهينا من تصميم مشروع التوزيع.

كلمات البحث: تزويد و الخزانات والمضخات، مطرقة المياه وتوزيعها.