



Faculté de Technologie
Département d'Hydraulique

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

Présenté par :
CHIKIROU Sonia
ZIDDANI Manis

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

Option : **Hydraulique Urbaine**

INTITULE :

**ALIMENTATION EN EAU POTABLE DE BARAKI CHEF-LIEU
ET OUED ADDA, COMMUNE DE BARAKI, WILLAYA
D'ALGER
-ETUDE DE L'ADDUCTION-**

Soutenu le **29 /09 /2020** Devant le jury composé de :

- Président : **Mr MERAH Farhat**
- Promoteur (s) : **Mr BERREKSI Ali**
- Examineur (s) : **Mr BEDJOU Abdelhamid**

Remerciement

Nous remercions Dieu le tout puissant de nous avoir donné la santé et la volonté d'entamer puis de terminer ce travail. Un remerciement tout particulier à nos chers parents de leurs sacrifices consentis pour notre éducation et formation.

La réalisation de ce document a été possible grâce au concours de plusieurs personnes à qui nous témoignons toute notre gratitude.

Nous avons l'honneur et le plaisir de présenter notre profonde gratitude et nos sincères remerciements à notre encadreur Mr. BERRIKSI.ALI pour sa patience, sa disponibilité et surtout ces judicieux conseils, qui ont contribué à alimenter nos réflexions.

Nous remercions l'ensemble du personnel de la compagnie des eaux SEAL en particulier Mr LARBI.AREZKI.

Nous remercions Mr ABBANE HAMID le subdivisionnaire de de subdivision de Baraki pour son accueil, qui a mis à notre disposition toutes les données afin d'avancer dans notre projet de mémoire.

Nous remercions l'ensemble du personnel du service des eaux de l'APC de Baraki en particulier.

Nos remerciements s'adressent également aux membres du jury pour avoir accepté de juger notre travail.

Nous remercions également toute l'équipe pédagogique du département hydraulique de l'Université de Bejaia, et surtout, nous adressons nos sincères remerciements à tous les enseignants qui par leurs paroles, leurs écrits, leurs conseils et leurs critiques ont guidé nos réflexions et nous ont accompagné dès notre première année à l'Université.

Nos profonds remerciements vont également à toutes les personnes qui nous ont aidés et soutenue de près ou de loin.

SONIA et MANIS

Dédicaces

D'abord je tiens à remercier le bon dieu de m'avoir appris, protégé, guidé tout au long de ma vie.

Je dédie ce modeste mémoire :

A mes très chers parents, source de vie, d'amour et d'espoir. Aucune dédicace ne saurait être assez éloquente pour exprimer ma gratitude et ma reconnaissance envers vous. Ce travail est le fruit de vos sacrifices que vous avez consentis pour mon éducation et ma formation et sans vous je n'aurais jamais été ce que je suis. Que dieu, le tout puissant, vous préserve et vous accorde santé, longue vie et bonheur.

A mes chères soeurs, Drifa et Sakina pour leur soutien et encouragement.

A mes chers frères, Massi, Smail et sa femme Dyhia et leur petit ange Aylan source de joie et de bonheur.

A toute ma famille.

A mon cher ami intime Hakim pour son soutien et l'encouragement qu'il m'a accordé.

*A mes amies minach, samira, samia pour l'encouragement.
A mon ami et binôme Manis, ainsi que sa famille.*

A mes voisins.

A vous chers lecteurs.

CHIKIROU SONIA

Dédicaces

D'abord je tiens à remercier le bon dieu de m'avoir appris, protégé, guidé tout au long de ma vie.

A l'homme de ma vie, l'épaule solide, mon exemple éternel, celui qui s'est toujours sacrifié pour me voir réussir, à toi mon père, aucune dédicace ne saurait exprimer mes sentiments, que dieu te préserve et procure santé et longue vie.

A ma chère mère, à qui je dois beaucoup pour ces sacrifices, son amour, son aide et son soutien et me voir ainsi arriver à ce que je suis devenu aujourd'hui, tout ce que je peux t'offrir ne pourra exprimer l'amour et la reconnaissance que je te porte

A mon frère youcef

A ma très chère grand-mère

*A mon soutien moral et source de joie et de bonheur, mon amie
Lisa pour l'encouragement et l'aide qu'elle m'a toujours
accordé*

A toute ma famille du plus grand au plus petit

A mon binôme Sonia et à sa famille

A mes ami(e)s sans exception

*A Tous les étudiants du département d'hydraulique en particulier notre
promotion*

*A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce
modeste travail*

ZIDANI MANIS

SOMMAIRE

Introduction générale	01
-----------------------------	----

Chapitre I : Présentation du site et description du système d'AEP actuel

I-1 Introduction.....	02
I.2 Présentation du site.....	02
I.2.1 Situation géographique.....	02
I.2.2 Situation géologique.....	03
I.2.3 Situation hydraulique.....	03
I.2.4 Situation climatique.....	04
I.2.4.1 Température.....	04
I.2.4.2 Humidité.....	04
I.2.4.3 Précipitation.....	04
I.2.5 Situation démographique.....	06
I.2.6 Situation topographique.....	06
I.3 Description et fonctionnement du système d'alimentation en eau potable actuel.....	06
I.3.1 Ressources en eau de la commune.....	06
I.3.1.1 Les forages.....	06
I.3.1.2 Les ouvrages de stockages.....	07
I.3.1.3 Les ouvrages de distribution.....	07
I.3.2 La station de pompage et les stations de Reprise.....	07
I.3.2.1 La station de pompage.....	07
I.3.2.2 Les stations de reprise SR1 et SR2.....	08
I.3.3 Le système d'adduction.....	08
I.3.4. Le système de distribution.....	09
I.4 Conclusion.....	09

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

II.1 Introduction.....	10
II.2 Situation démographique.....	10
II.3 Estimation de la population.....	10
II.3.1 Estimation de la population actuelle pour chaque localité.....	11
II.3.2 Estimation de la population à long terme pour chaque localité.....	11
II.4 choix de la norme de la consommation domestique.....	12
II.5 Evaluation des débits de la consommation en eau.....	13
II.5.1 Consommation moyenne journalière de la population.....	13
II.5.1.1 Besoins domestique.....	13
II.5.2 consommation moyenne journalière des équipement.....	14
II.6 Calcul du débit moyen journalier pour divers horizons.....	15
II.7 Calcul du débit majoré journalier.....	16
II.8 Variation de la consommation journalière.....	18
II.8.1 Variation de la consommation maximale journalière.....	18
II.9 Billon hydrique	19
II.10 Variation de la consommation horaire.....	19
II.11 Conclusion.....	20

Chapitre III : Les réservoirs

III.1 Introduction.....	21
III.2 Caractéristiques des réservoirs.....	21
III.3 Classification des réservoirs.....	21
III.4 Rôles des réservoirs.....	22
III.5 Qualité de l'eau dans les réservoirs.....	23
III.6 Emplacement du réservoir.....	23
III.7 Choix du type de réservoir.....	24
III.8 Fontaineries et équipement du réservoir.....	25
III.8.1- Conduite d'adduction.....	25
III.8.2 Conduite de distribution.....	26
III.8.3 Conduite de trop-plein.....	26
III.8.4 Conduite de vidange.....	27
III.8.5 Conduite by-pass.....	27
III.8.6 Conduite ligne pilote.....	28
III.8.7 système de matérialisation de la réserve d'incendie.....	28
III.8.7.1 Le système à deux prises.....	28
III.8.7.2 Le système à siphon.....	29
III.9 Alimentation des réservoirs.....	29
III.9.1 Réservoirs alimentés gravitairement.....	29
III.9.2 Réservoirs alimentés pas refoulement.....	30
III.10 Capacité d'un réservoir.....	30
III.10.1 Méthode analytique.....	30
III.10.2 Méthode graphique.....	31
III.11 Dimensionnement des réservoirs de la zone d'étude.....	31
III.11.1 Dimensionnement des réservoirs R1 et R2 du Chef-lieu de Baraki.....	32
III.11.2 Dimensionnement du réservoir R3 du Chef-lieu de Baraki.....	34
III.11.3 Dimensionnement du réservoir R4 de la zone Oued Adda.....	36
III.12 Forme des réservoirs.....	38
III.13 Dimensionnement des stations de reprise.....	38
III.13.1 Dimensionnement de la station de reprise SR1 du Chef-lieu de Baraki.....	39
III.13.2 Dimensionnement de la station de reprise SR2 d'Oued Adda.....	39
III.14 Conclusion.....	39

Chapitre IV : Adduction

IV.1 Introduction.....	40
IV.2 Choix du tracé de d'adduction.....	41
IV.3 Choix du type de conduite.....	41
IV.4 Organes et accessoires de l'adduction.....	42
IV.4.1 Organes de section.....	42
IV.4.2 Organes de protection.....	43
IV.4.3 Organes de régulation.....	43
IV.4.4 Organes de branchement.....	44
IV.5 Profil en long d'une adduction.....	44
IV.6 Etude technico-économique des conduites.....	44
IV.6.1 Calcul du diamètre économique.....	44
IV.6.2 Calcul de la vitesse.....	45
IV.6.3 Calcul des pertes de charge.....	45
IV.6.3.1 Pertes de charge linéaires.....	45
IV.6.3.2 Pertes de charge singulières.....	47

IV.6.3.3 Perte de charge totale.....	47
IV.7 Calcul hydraulique.....	47
IV.7.1 Calcul de la hauteur manométrique totale d'élévation (Hmt).....	47
IV.7.2 Puissance absorbée par la pompe.....	48
IV.7.3 Energie consommée par la pompe.....	48
IV.7.4 Frais d'exploitation.....	48
IV.7.5 Frais d'amortissement	49
IV.7.6 Calcul du bilan	49
IV.8 Dimensionnement des différents tronçons de l'adduction.....	50
IV.8.1 Chaîne de refoulement des eaux de forages.....	50
IV.8.1.1 Tronçon (SP1-R1).....	50
IV.8.1.2 Tronçon (SR1 - R3).....	51
IV.8.1.3 Tronçon (SR2- R4).....	53
IV.9 Schéma d'adduction	55
IV.10 Conclusion	55

Chapitre V : Pompes et stations de pompages

V.1 Introduction.....	56
V.2 Eléments constitutifs d'une station de pompage.....	56
V.3 Classification des pompes.....	56
V.3.1 Les pompes volumétriques.....	56
V.3.2 Les turbo-pompes.....	56
V.4. Choix des pompes.....	57
V.5 Les courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge.....	57
V.5.1 La courbe hauteur-débit « $H=f(Q)$ ».....	58
V.5.2 La courbe rendement-débit « $\eta=f(Q)$ ».....	58
V.5.3 La courbe des puissances absorbées-débit « $P_a=f(Q)$ ».....	58
V.6 Le point de fonctionnement d'une pompe.....	58
V.6.1 Première variante : modification du temps de pompage.....	59
V.6.2 Deuxième variante : Régulation par étouffement.....	60
V.6.3 Troisième variante : Rognage de la roue.....	60
V.6.4 Quatrième variante : variation de la vitesse de rotation.....	61
V.7 Le couplage des pompes.....	61
V.7.1 Le couplage en série.....	61
V.7.2 Le couplage en parallèle.....	62
V.8 Le phénomène de cavitation.....	62
V.8.1 La puissance du moteur.....	64
V.8.2 La puissance du poste transformateur.....	64
V.9 Choix des pompes du projet.....	64
V.9.1 La station de pompage Bentelha (SP1).....	64
V.9.1.1 Caractéristiques de la conduite.....	64
V.9.1.2 Caractéristiques de la pompe.....	65
V.9.1.3 Réalisation du point de fonctionnement.....	65
V.9.2 La station de reprise Chef-lieu de Baraki (SR1).....	70
V.9.2.1 Caractéristiques de la conduite.....	70
V.9.2.2 Caractéristiques de la pompe.....	70
V.9.3 La station de reprise Chef-lieu de Baraki (SR2).....	71
V.9.3.1 Caractéristiques de la conduite.....	71
V.9.3.2 Caractéristiques de la pompe.....	71
V.10 Conclusion.....	72

Chapitre VI : Protection contre le coup de bélier

VI.1 Introduction.....	73
VI.2 Causes du coup de bélier.....	73
VI.3 Conséquence du coup de bélier.....	73
VI.4 Les dispositifs de protection contre le coup de bélier.....	73
VI.5 Définition des pressions.....	74
VI.5.1 Pression nominale.....	74
VI.5.2 Pression statique.....	74
VI.5.3 Les pressions relatives au réseau.....	74
VI.5.3.1 Pression de calcul en régime permanent (PCRP)	74
VI.5.3.2 Pression maximale de calcul (PMC)	74
VI.5.3.3 Pression de fonctionnement (PF).....	74
VI.5.3.4 Pression de service (PS)	75
VI.5.3.5 Pression d'épreuve du réseau (PER)	75
VI.5.4 Les pressions relatives aux composants.....	75
VI.5.4.1 Pression de fonctionnement admissible (PFA).....	75
VI.5.4.2 Pression maximale admissible (PMA).....	75
VI.5.4.3 Pression d'épreuve admissible (PEA).....	75
VI.6 Valeurs numériques du coup de bélier.....	75
VI.6.1 Calcul de la célérité de l'onde.....	75
VI.6.2 Cas de fermeture brusque.....	76
VI.6.3 Cas de fermeture lente.....	77
VI.7 Calcul du coup de bélier pour les différents tronçons.....	77
VI.8 Protection des conduites contre le coup de bélier.....	77
VI.8.1 Calcul de la variation du volume d'air.....	78
VI.8.2 Calcul du volume d'air du réservoir.....	78
VI.8.3 Calcul de la pression dans le réservoir d'air.....	79
VI.8.4 Détermination de la vitesse dans la tubulure de branchement.....	79
VI.8.4.1 Cas de la montée de l'eau.....	79
VI.8.4.2 Cas de la descente de l'eau.....	80
VI.8.5 Calcul des pertes de charge dans la tuyère.....	81
VI.8.5.1 Cas de la montée de l'eau.....	81
VI.8.5.2 Cas de la descente de l'eau.....	81
VI.8.6 Calcul de la pression absolue dans la conduite avec les pertes de charge.....	82
VI.8.6.1 Cas de la montée de l'eau.....	82
VI.8.6.2 Cas de la descente de l'eau.....	82
VI.8.7 Calcul de la pression absolue finale dans la conduite.....	82
VI.8.7.1 Cas de la montée de l'eau.....	82
VI.8.7.2 Cas de descente de l'eau.....	82
VI.8.8 Dimensionnement du réservoir d'air.....	83
VI.9 Dimensionnement des réservoirs d'air pour les différents tronçons.....	83
VI.9.1 Tronçon (SP1-R1).....	83
VI.9.1.1 Les caractéristiques de la conduite de refoulement (SP1-R1).....	83
VI.9.1.2 Diamètres de la tuyère et de la tubulure.....	83
VI.9.1.3 Caractéristiques de la tuyère (Tronçon : SP1-R1).....	83
VI.9.1.4 Variation du volume d'air.....	84
VI.9.1.5 Résultats de calcul du réservoir d'air (SP1-R1).....	84
VI.9.2 Tronçon (SR1-R3).....	86
VI.9.2.1 Les caractéristiques de la conduite de refoulement (SR1-R3).....	86
VI.9.2.2 Diamètres de la tuyère et de la tubulure.....	86
VI.9.2.3 Caractéristiques de la tuyère (Tronçon : SR1-R3).....	86
VI.9.2.4 Variation du volume d'air.....	86

VI.9.2.5 Résultats de calcul du réservoir d'air (SR1-R3).....	87
VI.9.3 Tronçon (SR2-R4).....	89
VI.9.3.1 Les caractéristiques de la conduite de refoulement (SR2-R4).....	89
VI.9.3.2 Diamètres de la tuyère et de la tubulure.....	89
VI.9.3.3 Caractéristiques de la tuyère (Tronçon : SR2-R4).....	89
VI.9.3.4 Variation du volume d'air.....	89
VI.9.3.5 Résultats de calcul du réservoir d'air (SR2-R4).....	90
VI.10 Conclusion	92
Conclusion générale	93
Référencés bibliographiques.....	94

LISTE DES FIGURES

Figure (I.1) : Délimitation de la commune de Baraki (Alger).....	02
Figure (I.2) : Présentation géographique de la région d'étude.....	03
Figure (I.3) : Répartition des pluies mensuelles moyennes annuelles à Baraki (Alger).....	05
Figure (II.1) : Histogramme de l'évolution de la population au niveau de la zone d'étude.....	12
Figure (II.2) : Histogramme de la consommation moyenne journalière à divers horizons pour la zone d'étude.....	16
Figure (III.1) : Emplacement d'un réservoir.....	24
Figure (III.2) : Equipements d'un réservoir d'eau potable.....	25
Figure (III.3) : Adduction avec chute libre.....	26
Figure (III.4) : Adduction noyée.....	26
Figure (III.5) : La conduite de distribution.....	26
Figure (III.6) : Conduite de trop-plein et de vidange.....	27
Figure (III.7) : Conduite de vidange.....	27
Figure (III.8) : Conduite de by-pass.....	28
Figure (III.9) : Système à deux prises.....	29
Figure (III.10) : Système à siphon.....	29
Figure (III.11) : Schéma de l'adduction étudiée.....	32
Figure (III.12) : La vérification du volume du réservoir R1 et R2 du chef-lieu de Baraki.....	34
Figure (III.13) : La vérification du volume du réservoir R3 du Chef-lieu de Baraki.....	35
Figure (III.14) : La vérification du volume du réservoir R4 d'Oued Adda.....	37
Figure (IV.1) : Adduction par refoulement.....	40
Figure (IV.2) : Adduction gravitaire.....	40
Figure (IV.3) : Robinet vanne à opercule.....	41
Figure (IV.4) : Robinet vanne papillon.....	41
Figure (IV.5) : Ventouse.....	43
Figure (IV.6) : Clapet anti retour.....	43
Figure (IV.7) : Schéma général de l'adduction étudiée.....	55
Figure (V.1) : Les courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge	58
Figure (V.2) : Le point de fonctionnement de la pompe.....	59
Figure (V.3) : Couplage en série d'une pompe centrifuge.....	62
Figure (V.4) : Couplage en parallèle d'une pompe centrifuge.....	62
Figure (V.5) : Cas d'aspiration en charge.....	63
Figure (V.6) : Cas d'aspiration en dépression.....	63
Figure (V.7) : Les courbes caractéristiques de la pompe SP1.....	65
Figure (V.8) : La réalisation du point de fonctionnement de la pompe SP1 par rognage.....	67
Figure (V.9) : La recherche graphique du point homologue du point désiré de la pompe SP1.....	68
Figure (V.10) : Les courbes caractéristiques de la pompe SR1.....	70
Figure (V.11) : Les courbes caractéristiques de la pompe SR2.....	72
Figure (VI.1) : L'eau du réservoir se dirige vers la conduite de refoulement.....	79
Figure (VI.2) : L'eau revient dans le réservoir d'air.....	81
Figure (VI.3) : Epure de Bergeron pour le tronçon (SP1-R1).....	85
Figure (VI.4) : Variation de la pression en fonction du temps pour le tronçon (SP1-R1).....	85
Figure (VI.5) : Epure de Bergeron pour le tronçon (SR1-R3).....	88
Figure (VI.6) : Variation de la pression en fonction du temps pour le tronçon (SR1-R3).....	88
Figure (VI.7) : Epure de Bergeron pour le tronçon (SR2-R4).....	91
Figure (VI.8) : Variation de la pression en fonction du temps pour le tronçon (SR2-R4).....	91

LISTE DES TABLEAUX

Tableau (I.1) : Les températures de Baraki (Alger) de l'année 2017.....	04
Tableau (I.2) : Précipitations au niveau de Baraki pour l'année 2017.....	05
Tableau (I.3) : Présentation de l'évolution démographique de la commune de Baraki.....	06
Tableau (I.4) : Emplacement des réservoirs de stockage R1 et R2.....	07
Tableau (I.5) : Emplacement des Réservoirs de distribution R3 et R4.....	07
Tableau (I.6) : Emplacement de la station de pompage SP1.....	07
Tableau (I.7) : Emplacement des stations de reprise SR1 et SR2.....	08
Tableau (I.8) : Caractéristiques des conduites d'adduction.....	09
Tableau (I.9) : Emplacement des réservoirs de distribution et les localités à desservir.....	09
Tableau (II.1) : Nombre d'habitants par localité en 2008.....	10
Tableau (II.2) : Nombre d'habitants par localité en 2020.....	11
Tableau (II.3) : Evolution de la population à long terme.....	11
Tableau (II.4) : Norme de consommation domestique.....	12
Tableau (II.5) : Besoins en eau domestique de toutes les localités de la commune de Baraki.....	14
Tableau (II.6) : Détermination des débits moyens journaliers des différentes localités aux divers horizons.....	15
Tableau (II.7) : Evaluation du débit majoré journalier pour divers horizons au niveau de la zone d'étude.....	17
Tableau (II.8) : Consommation maximal journalière	18
Tableau (II.9) : consommation minimal journalière.....	19
Tableau (II.10) : Valeurs de β_{max} en fonction du nombre d'habitant.....	20
Tableau (III.1) : Calcul de la capacité du réservoir R1 et R2 du Chef-lieu de Baraki.....	33
Tableau (III.2) : Calcul de la capacité du réservoir R3 du Chef-lieu de Baraki.....	35
Tableau (III.3) : Calcul de la capacité du réservoir R4 d'Oued Adda.....	36
Tableau (III.4) : Tableau récapitulatif des différentes dimensions des réservoirs.....	38
Tableau (IV.1) : Les prix unitaires des conduites en fonte ductile.....	49
Tableau (IV.2) : Calcul de la Hmt du tronçon (SP1-R1).....	50
Tableau (IV.3) : Calcul des frais d'exploitation du tronçon (SP1-R1).....	50
Tableau (IV.4) : Calcul des frais d'amortissement du tronçon (SP1-R1).....	51
Tableau (IV.5) : Calcul du bilan du tronçon (SP1-SR1).....	51
Tableau (IV.6) : Calcul de la Hmt du tronçon (SR1-R3).....	52
Tableau (IV.7) : Calcul des frais d'exploitation du tronçon (SR1-R3).....	52
Tableau (IV.8) : Calcul des frais d'amortissement du tronçon (SR1-R3).....	52
Tableau (IV.9) : Calcul du bilan du tronçon (SR1-R3).....	53
Tableau (IV.10) : Calcul de la Hmt du tronçon (SR2- R4).....	53
Tableau (IV.11) : Calcul des frais d'exploitation du tronçon (SR2- R4).....	54
Tableau (IV.12) : Calcul des frais d'amortissement du tronçon (SR2- R4).....	54
Tableau (IV.13) : Calcul du bilan du tronçon (SR2- R4).....	54
Tableau (IV.14) : Le récapitulatif des diamètres économiques.....	54
Tableau (V.1) : Tension de vapeur d'eau pompée en fonction de la température.....	64
Tableau (V.2) : La recherche du point homologue du point désiré de la pompe SP1.....	64
Tableau (VI.1) : Le coefficient K des différents matériaux.....	76
Tableau (VI.2) : Le calcul de la valeur maximale du coup de bélier pour les différents tronçons.....	77

Tableau (VI.3) : Tableau récapitulatif du dimensionnement du réservoir d'air (Tronçon SP1-R1).....	84
Tableau (VI.4) : Tableau récapitulatif du dimensionnement du réservoir d'air (Tronçon SR1-R3).....	87
Tableau (VI.5) : Tableau récapitulatif du dimensionnement du réservoir d'air (Tronçon SR2-R4).....	90

LISTE DES SYMBOLES ET ABREVIATIONS

- A** : Amortissement annuel (Annuité)
a : Célérité de l'onde (m/s)
B : Valeur du coup de bélier (m)
B1 : Bilan (DA)
Be : Besoin en eau (m³/j)
C : Coefficient de pertes de charge (cas de la montée de l'eau)
C' : Coefficient de pertes de charge (cas de la descente de l'eau)
Ca : Côte d'aspiration (m)
Chw : Coefficient de Hazen-Williams qui dépend de type de la conduite
CR : Côte du radier (m)
CTP : Côte du trop-plein (m)
DE : Diamètre extérieur nominal du tuyau (mm)
D : Diamètre de la conduite (m)
D' : Dotation de la consommation (l/j/occupant)
Dc : Diamètre de la cuve (m)
D_{int} : Diamètre intérieur de la conduite (m)
D_{moy} : Diamètre moyen du tuyau (mm)
D : Diamètre économique avec la Formule de Bonnin
D_{n2} : Diamètre économique avec la Formule de Bress
Ds : Dotation (l/j/m²)
d : Diamètre de la tuyère (m)
d' : Diamètre de la veine liquide contractée dans la tuyère (m)
E : Energie consommée par la pompe (KWh)
e : Epaisseur de la conduite (m)
e_{min} : Epaisseur minimale de la paroi du tuyau (mm)
F_{amo} : Frais d'amortissement (DA)
F_{exp} : Frais d'exploitation (DA)
g : Accélération de la pesanteur en ($g = 9,81 \text{ m/s}^2$)
H : Perte de charge engendrée par le vannage (m)
H₀ : Pression absolue
H₁ : Hauteur au point de fonctionnement désiré
H₂ : Hauteur au point homologue du point désiré
H_L : Pertes de charge linéaires (m)
H_a : Hauteur d'aspiration (m)
H_c : Point de fonctionnement d'une pompe
H_d : Pression-dépression
H_g : Hauteur géométrique (m)
H_{mt} : Hauteur manométrique totale (m)
H_s : Pression-surpression
H_t : Pertes de charge totales (m)
H's : Pertes de charge singulières (m)
H'' : Distance qui sépare le point de l'intersection de la verticale passant par le point désiré avec la courbe caractéristique de la pompe
h : Hauteur d'eau (m)
h_{inc} : Hauteur de la réserve d'incendie
i : Taux d'annuité ($i = 8 \%$)
J : Pertes de charge unitaires (m/ml)

- J_a** : Pertes de charge à l'aspiration (m)
 K : Rugosité hydraulique
 $K_{\max,h}$: Coefficient d'irrégularité maximale horaire
 $K_{\max,j}$: Coefficient de majoration maximale
 $K_{\min,h}$: Coefficient d'irrégularité minimale horaire
 $K_{\min,j}$: Coefficient de majoration minimale
 K' : Coefficient de rapport de vitesse (cas de la montée)
 K'' : Coefficient de rapport de vitesse (cas de la décente)
 k : Coefficient dépendant du matériau constituant la canalisation
 L : Longueur de la conduite (m)
 L_1 : Longueur de la conduite du tronçon (SP1-R1)
 L_2 : Longueur de la conduite du tronçon (SR1-R3)
 L_3 : Longueur de la conduite du tronçon (SR2-R4)
 M : Coefficient de majoration prenant en compte les pertes imprévisibles dans le réseau selon le niveau d'entretien
 m' : Rapport du diamètre de la section de la veine contractée et du diamètre de la tubulure
 m'' : Rapport du diamètre de la tuyère et du diamètre de la tubulure
 mr : Coefficient de rognage
 N : Vitesse de rotation de la pompe (tr / min)
 $NPSH_d$: Charge minimale disponible à l'aspiration (m)
 $NPSH_r$: Charge nette minimale à l'aspiration (m)
 N_0 : Nombre d'occupants de l'équipement
 N_i : Nombre d'habitants
 N' : Nouvelle vitesse de rotation (tr / min)
 n : Nombre d'années séparant l'année de référence et celle de l'horizon considéré
 n' : Nombre d'années d'amortissement
 P_0 : Population de l'année de référence
 P_a : Puissance absorbée par la pompe (KW)
 P_e : Prix d'un KWh
 P_n : Population future à l'horizon considéré
 P_m : Puissance du moteur (KW)
 P_{\max} : Résidu maximal dans le réservoir (%)
 P_r : Prix unitaire de la conduite en (DA/ml)
 P_{trans} : Puissance du poste transformateur (KW)
 $P'0 / (g \times \rho)$: Pression en mètre colonne d'eau au point d'aspiration en (m)
 Q : Débit véhiculé par la conduite (m^3/s)
 Q_1 : Débit au point de fonctionnement désiré
 Q_2 : Débit au point homologue du point désiré
 Q_{dom} : Consommation domestique moyenne journalière (m^3/j)
 $Q_{\text{équi}}$: Débit des équipements journalier en (m^3/j)
 Q_{fuites} : Débit de fuite en (m^3/j)
 $Q_{\text{maj,j}}$: Débit majoré journalier en (m^3/j)
 $Q_{\text{max,j}}$: Débit maximum journalier (m^3/j)
 $Q_{\text{min,j}}$: Débit minimum journalier (m^3/j)
 $Q_{\text{max,h}}$: Consommation maximale horaire (m^3/h)
 $Q_{\text{min,h}}$: Consommation minimale horaire (m^3/h)
 $Q_{\text{moy,h}}$: Consommation moyenne horaire (m^3/h)
 Q' : Débit au point de fonctionnement après changement du temps de pompage
 q_i : Dotation moyenne journalière
 R : Coefficient qui caractérise la résistance de la conduite

R^+ : Excédent en eau à différentes heures de la journée
 R^- : Insuffisance en eau à différentes heures de la journée
 R^+_{max} : Résidu maximum positif (%)
 R^-_{max} : Résidu minimum négatif (%)
 R_m : Résistance minimale en traction de la fonte ductile
 r : Pourcentage de rognage
 S : Surface du planché de l'équipement
 SF : Coefficient de sécurité
 S_r : Section du réservoir (m^2)
 T : Taux d'accroissement annuel de la population qui est de (1.5%)
 T_1 : Temps de pompage
 T_d : Température de l'eau en degré TV : Pression de vapeur maximal
 T' : Nouveau temps de pompage
 t : Temps nécessaires pour maintenir la crépine en charge
 t' : Temps de pompage par jour ($t=20h$)
 U : Nouveau volume de l'air
 U_0 : Volume d'air initial
 U_r : Volume du réservoir d'air
 U_{max} : Volume maximal dans le réservoir d'air
 U_{min} : Volume minimal dans le réservoir d'air
 V : Vitesse de l'écoulement dans la conduite (m/s)
 V_0 : Vitesse de l'eau dans la conduite en régime normal (m/s)
 V_1 : Vitesse de l'eau dans la tuyère (m/s)
 V_T : Volume total du réservoir
 V_U : Volume utile de stockage du réservoir (m^3)
 V_f : Vitesse finale choisie (m/s)
 V_m : Vitesse moyenne d'écoulement (m/s)
 V_n : Capacité normalisée du réservoir (m^3)
 V_{inc} : Volume d'incendie ($120 m^3$)
 V_{max} : Volume maximal de stockage pour la consommation (m^3)
 V_{sr} : Volume de la station de reprise (m^3)
 Z : Pression dans le réservoir d'air (m)
 Z_{abs} : Pression absolue (cas de montée de l'eau)
 Z_f : Pression absolue finale dans la conduite (cas de montée de l'eau)
 Z'_{abs} : Pression absolue (cas de la descente de l'eau)
 Z'_f : Pression absolue finale dans la conduite (cas de la descente de l'eau)
 α_{max} : Coefficient qui dépend du niveau de vie et du confort
 α_{min} : Coefficient qui dépend du niveau de vie et du confort
 β_{min} : Coefficient qui dépend du nombre d'habitant
 β_{max} : coefficient qui dépend du nombre d'habitant
: Perte de charge dans la conduite en régime de fonctionnement normal
 η : Rendement de la pompe en (%)
 \emptyset : Diamètre de la tubulure (m)
 λ : Coefficient de frottement de Darcy
 λ' : Coefficient de frottement, qui dépend de la rugosité relative et du régime d'écoulement
 ν : Viscosité cinématique de l'eau
 ρ : Masse volumique de l'eau ($\rho = 1000 \text{ kg/m}^3$)
 π : 3,14
 ΔH : Perte de charge dans la conduite correspondant à la vitesse V_f
 ΔH_1 : Perte de charge à la montée
 ΔH_2 : Perte de charge à la descente

ΔU : Valeur de la variation du volume d'air
AEP : alimentation en eaux potable
BRI : Brigade de recherche et d'intervention
Cste : Constante
DN : Diamètre normalise
Max : Maximal
Min : Minimal
Nbre : Nombre
PN : Pression normalisé
PS : Pression de service
PEA : Pression d'épreuve admissible
PER : Pression d'épreuve du réseau
PFA : Pression de fonctionnement admissible
PMA : Pression maximale admissible
PMC : Pression maximale de calcul
PVC : Chlorure de Polyvinyle
PCR : Pression de calcul en régime permanent
PEHD : Polyéthylène Haute Densité
R1 : Réservoir 1
R2 : Réservoir 2
R3 : Réservoir 3
R4 : Réservoir 4
SEAAL : Société des Eaux et d'Assainissement d'Alger
SP1 : Station de pompage une
SR1 : Station de reprise une
SR2 : Station de reprise deux

LISTE DES ANNEXES

- Annexe (1) :** Evaluation des besoins scolaires
- Annexe (2) :** Evaluation des besoins sanitaires
- Annexe (3) :** Evaluation des besoins socioculturels
- Annexe (4) :** Evaluation des besoins administratifs
- Annexe (5) :** Evaluation des besoins industriel
- Annexe (6) :** Evaluation des besoins commerciaux
- Annexe (7) :** Evaluation des besoins d'arrosage
- Annexe (8) :** Evaluation du débit moyen journalier de l'année 2020
- Annexe (9) :** Evaluation du débit moyen journalier de l'année 2050
- Annexe (10) :** Calcul de la consommation minimale et maximale horaire des différents horizons
- Annexe (11) :** Régime de consommation des agglomérations
- Annexe (12) :** L'abaque de MOODY
- Annexe (13) :** Les valeurs maximales de PFA, PMA et PEA des tuyaux en fonte ductile
- Annexe (14) :** Coefficient de perte de charge « C » et « C' » dans une tuyère



Introduction générale

Introduction générale

L'eau est un élément indispensable à la vie, il n'y pas de vie humaine digne sans accès à l'eau de qualité et en quantité suffisante. Cette source de vie par excellence, est notre or bleu, elle est un bien commun à toute l'humanité, elle contribue par des multiples façons à la qualité de notre vie et au développement d'une région dans tous les domaines.

De ce point de vue, l'eau prend une autre importance plus que les besoins de l'être humain et devient de plus en plus une richesse menacée à cause de la mauvaise gestion de cette-ci, surtout au niveau des réseaux d'alimentation en eau potable là ou des grandes quantités sont perdues dans ces derniers ou par les consommateurs.

En Algérie l'eau est considérée comme un enjeu majeur, vue sa répartition géographique inégale, dont la plus grande superficie occupée par un climat sec, et la croissance démographique qui a atteint un taux de 3%, qui s'associe à une augmentation continue des besoins en eau. Face à cette situation délicate, l'état doit fournir de grands efforts pour remédier au déficit en eau.

Dans ce contexte s'inscrit le thème de notre mémoire de fin d'études qui a pour objectif l'étude du réseau d'alimentation en eau potable de la commune de Baraki, Wilaya d'Alger.

Afin d'aboutir aux objectifs visés, notre travail sera articulé sur les points suivants :

Nous débuterons notre travail par une présentation globale du site en se basant sur la situation géographique, topographique, climatique et hydraulique, ceci est le but du chapitre un.

Par la suite et dans le chapitre deux, nous passerons à la partie assez délicate concernant l'estimation des besoins en eau potable de la région concernée par l'étude.

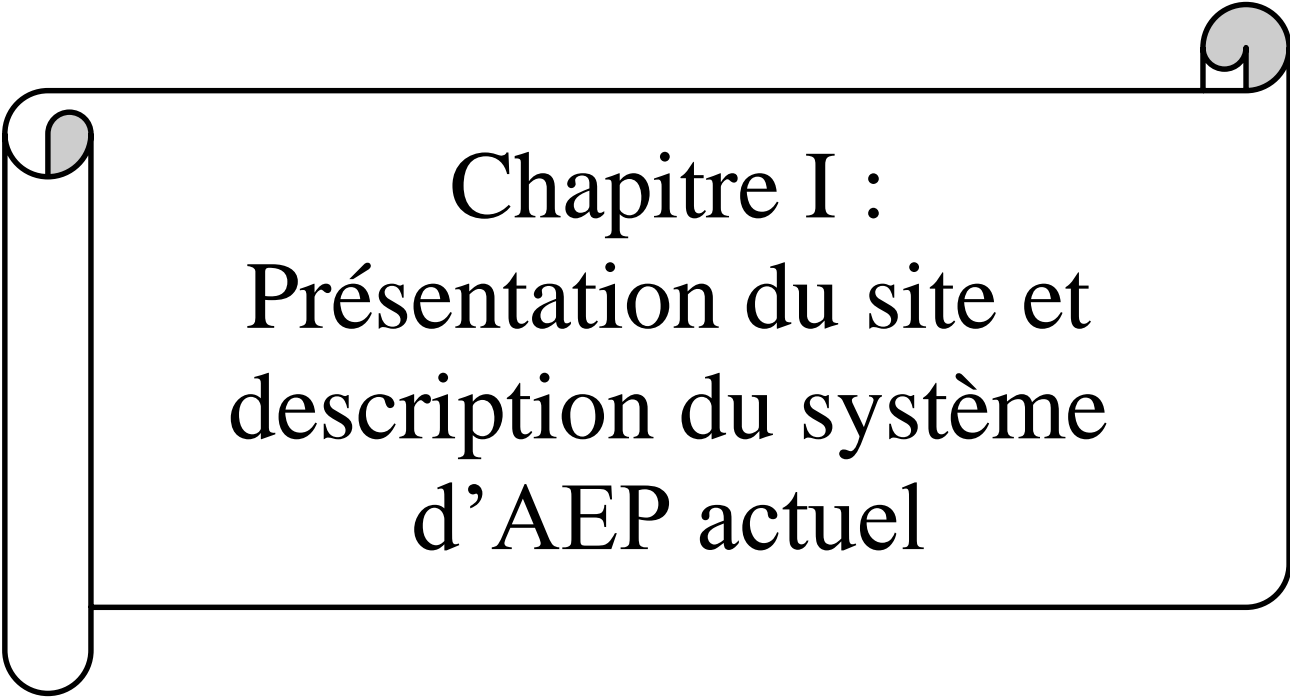
Au cours du chapitre trois, nous effectuerons le dimensionnement des réservoirs et comparer leurs capacités avec celles des réservoirs existants et de projeter si-nécessaire d'autres réservoirs pour satisfaire les besoins de la population.

Le quatrième chapitre est consacré au dimensionnement des différents tronçons de l'adduction, et ceci en passant par une étude techno-économique afin de déterminer les diamètres les plus économiques.

Dans le cinquième chapitre on traitera la partie pompage, dans laquelle le choix des pompes adéquates à l'installation étudiée sera effectué moyennant le catalogue numérique CAPRARI.

Nous allons étudier dans le sixième et dernier chapitre, le phénomène complexe du coup de bélier. Le calcul des valeurs des surpressions et des dépressions sera effectué afin de vérifier si celles-ci se trouvent dans les normes souhaitées ou présentent des risques pour l'installation.

Nous terminerons notre étude par une conclusion générale.



Chapitre I :
Présentation du site et
description du système
d'AEP actuel

I.1 Introduction

La présente étude a pour objectif l'alimentation en eau potable de la commune de Baraki (Alger) ; pour cela, on a commencé ce travail par une collecte de toutes les données nécessaires à cet effet.

Ce chapitre consiste à développer deux points essentiels. Le premier est consacré à la présentation de l'aire d'étude du point de vue géographique, géologique, climatique, hydraulique et démographique, tandis que le deuxième point est consacré à la description et le fonctionnement du réseau d'alimentation en eau potable actuel.

I.2 Présentation du site

I.2.1 Situation géographique

La commune de Baraki fait partie de la daïra de Baraki se trouvant dans la wilaya d'Alger. Elle se situe à 15 km au sud de la capitale, à 13 km de la mer et à 40 km à l'est de Blida. Elle est considérée comme une ville importante des communes du sud d'Alger, elle s'étend sur une superficie de 26.65 Km² et elle est délimitée par (Figure (I.1)) [1] :

- Au nord par El Harrach et Bourouba,
- Au nord-ouest par la commune de Gué de Constantine,
- A l'ouest par les communes de Saoula et Birtouta,
- A l'est par la commune Les Eucalyptus,
- Au sud par la commune de Sidi Moussa.

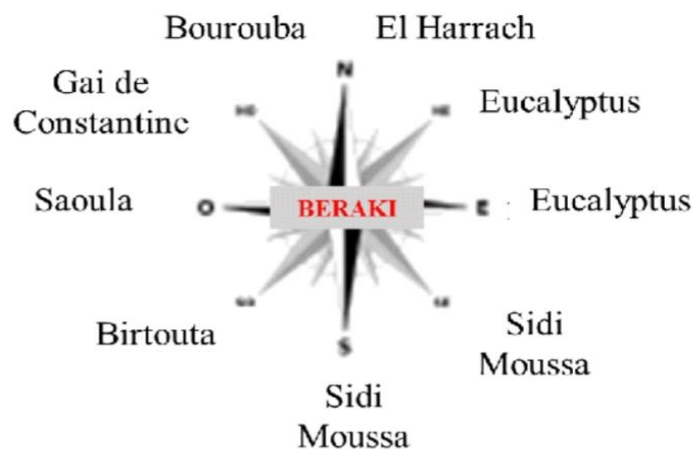


Figure (I.1) : Délimitation de la commune de Baraki (Alger)

La commune de Baraki est située sur l'axe d'extension de l'agglomération algéroise vers le sud-est, à 5 km de la baie d'Alger, comme elle est représentée dans la (Figure (I.2)) réalisé par le logiciel Global Mapper.

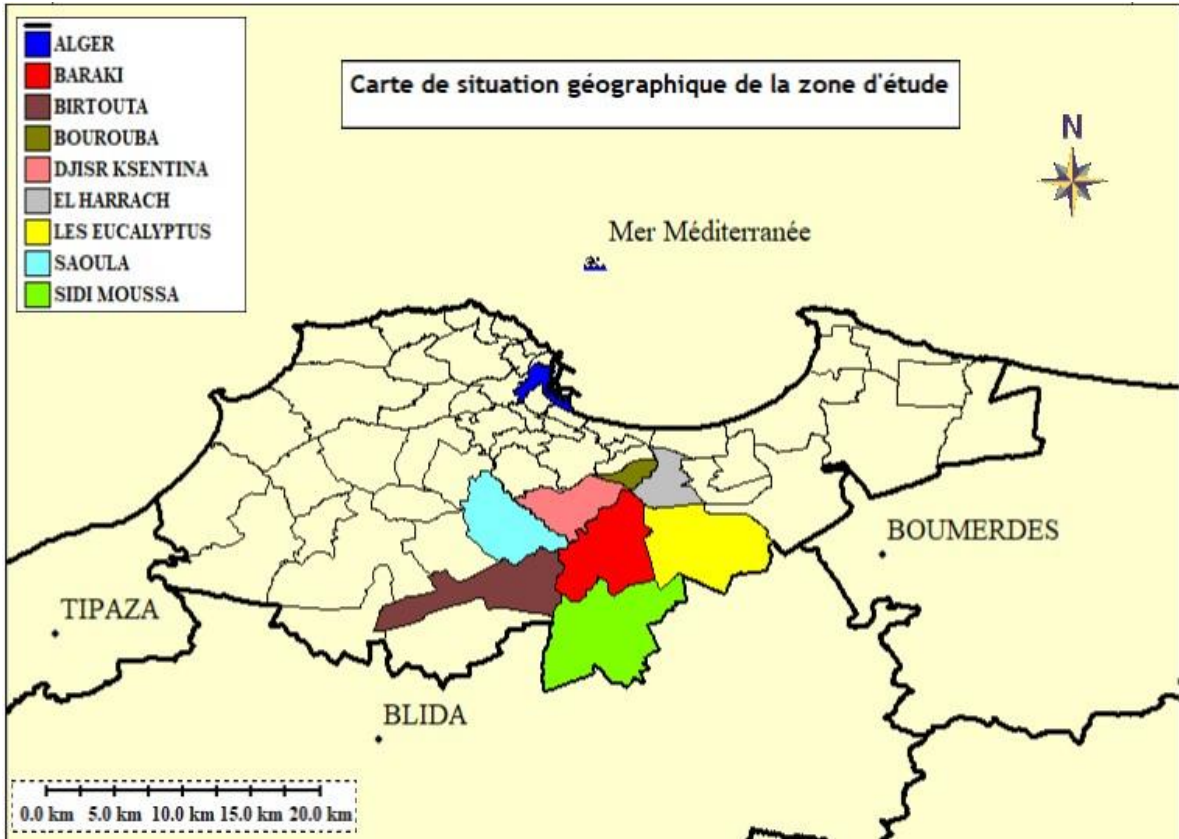


Figure (I.2) : Présentation géographique de la région d'étude

I.2.2 Situation géologique

La géologie de la région est essentiellement caractérisée par [1] :

- Un ensemble de trane sédimentaire, métamorphique et par endroits des roches éruptives,
- Des formations très hétérogènes qui ont été déposées de manière quasi-aléatoire étant donné le grand nombre d'épisodes érosifs qui intercalent entre les phases tectoniques.

I.2.3 Situation hydraulique

La population, concernée par l'étude, est alimentée à partir de sept (07) forages situés à proximité de la localité de Baraki dans le champ de captage de Bentelha donnant un débit d'exploitation, en 2019, d'environ 43 000 m³/j [2].

I.2.4 Situation climatique

À Baraki, les étés sont très chauds, lourd, sec et dégagé dans l'ensemble et les hivers sont longs, frisquet, venteux et partiellement nuageux. Au cours de l'année, la température varie généralement de 6 °C à 32 °C et est rarement inférieure à 2 °C ou supérieure à 36 °C [1].

I.2.4.1 Température

La saison très chaude dure trois (03) mois, du 20 juin au 19 septembre, avec une température quotidienne moyenne maximale supérieure à 22 °C. La saison fraîche dure (04) mois, du 22 novembre au 21 mars, avec une température quotidienne moyenne maximale inférieure à 11 °C. Le tableau (I.1) ci-dessous donne une idée sur les températures de Baraki et 2017.

Tableau (I.1) : Les températures de Baraki (Alger) de l'année 2017

Mois	Température moyenne	Température moyenne (min/max)	Record des températures (min/max)
Janvier	11	6/17	-3/29
Février	11	6/17	-1/31
Mars	13	7/19	-1/36
Avril	15	9/21	0/36
Mai	18	12/24	2/41
Juin	22	16/28	5/44
Juillet	25	19/32	10/44
Août	26	20/32	10/47
Septembre	23	18/30	7/44
Octobre	19	14/26	2/39
Novembre	15	10/21	0/32
Décembre	12	7/17	-2/30

I.2.4.2 Humidité

Baraki connaît des variations saisonnières extrêmes en ce qui concerne l'humidité perçue. La période la plus lourde de l'année dure (04) mois, du 8 juin au 8 octobre, avec une sensation de lourdeur, oppressante ou étouffante au moins 16 % du temps.

I.2.4.3 Précipitation

La période connaissant le plus de précipitation dure 8 mois, du 21 septembre au 17 mai, avec une probabilité de précipitation quotidienne supérieure à 15 %. La probabilité de précipitation culmine à 29 %.

La saison la plus sèche dure 5 mois, du 17 mai au 21 septembre. La probabilité de précipitation la plus basse est de 2 %.

Les précipitations sont en moyenne de **645.2 mm**

Le tableau (I.2) ci-dessous indique la variation des pluies journalières maximales à la station de Baraki sur une période de 31 ans (1980 – 2011).

Tableau (I.2) : Précipitations au niveau de Baraki pour l'année 2017 [2]

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Sept	Oct	Nov	Dec
Pluie journalière maximale (mm)	73.30	52.6	46.3	67.4	45.1	33.3	34.5	33.7	102.9	68	76	71.8
Pluie mensuelle moyenne (mm)	84.86	71.49	52.33	54.35	36.55	8.47	4.73	7.13	30.54	53.52	92.16	94.65

L'histogramme ci-dessous (Figure (I.3)), présente deux périodes : une période sèche au cours de laquelle la pluie mensuelle représente moins de 10% de la pluie annuelle, et une saison humide où la pluie mensuelle dépasse les 10% de la pluie.

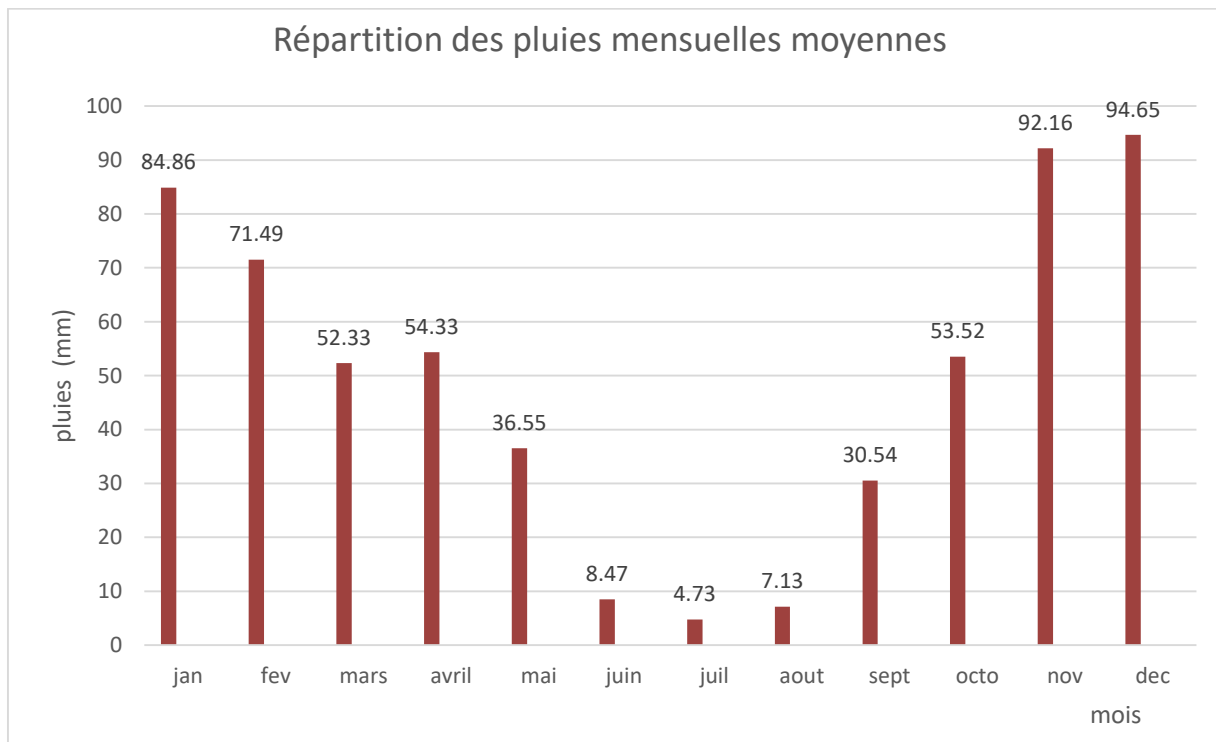


Figure (I.3) : Répartition des pluies mensuelles moyenne annuelle à Baraki (Alger) [2]

I.2.5 Situation démographique

La commune de Baraki compte 116 375 habitants en 2008, soit 04 % de la population totale de la wilaya d'Alger. Elle est classée comme la 6^{Eme} commune la plus peuplée après Sidi M'hamed, Alger-Centre, Kouba, Bachdjerrah et Bourouba [1].

Le tableau (I.3) ci-après donne l'évolution démographique de la commune de Baraki entre 1987 et 2008.

Tableau (I.3) : Présentation de l'évolution démographique de la commune de Baraki

Evolution démographique	Année	1987	1998	2008
	Nbre d'habitants	68 839	95 247	116 375

I.2.6 Situation topographique

Les coordonnées géographiques pour Baraki sont 36.667° de latitude, 3.096° de longitude et 24 m d'altitude. La topographie entourant Baraki est essentiellement plate, avec une variation de l'altitude de 29 mètres maximum et une altitude moyenne au-dessus du niveau de la mer de 21 mètres. La région de Baraki est couverte par des surfaces artificielles et des terres cultivées [2].

I.3 Description et fonctionnement du système d'alimentation en eau potable actuel

Nous allons présenter les infrastructures du réseau d'AEP actuel de la commune de Baraki, à savoir :

- Les ressources en eau de la commune,
- Les ouvrages de stockage,
- Les stations de pompage,
- Les conduites d'adduction et de distribution.

I.3.1 Ressources en eau de la commune

I.3.1.1 Les forages

La commune de Baraki est alimentée par (07) forages situés dans le champ de captage de Bentelha. Ils sont destinés à l'alimentation de toutes les localités de la commune de Baraki [2].

1.3.1.2 Les ouvrage de stockages

La commune de Baraki dispose de deux réservoirs de stockages jumelés semi-enterrés d'une capacité de 5000 m³ chacun, alimentés par le captage de Bentelha (tableau (I.4)).

Tableau (I.4) : Emplacement des réservoirs de stockage R1 et R2

Réservoir	Capacité (m³)	Côte radier (m)	Côte trop plein (m)
Réservoir R1	5 000	18.00	23.23
Réservoir R2	5 000	18.00	23.23

1.3.1.3 Les ouvrage de distribution

La commune de Baraki dispose de deux réservoirs de distribution d'une capacité 1500 m³ chacun, qui sont destinés à desservir toutes les localités de Baraki.

Le premier réservoir est situé dans la localité du chef-lieu de Baraki, alimenté par la station de reprise (SR1), le deuxième réservoir est situé dans la localité d'Oued Adda alimenté par la station de reprise (SR2). Les caractéristiques de ces deux réservoirs sont données dans le tableau (I.5) ci-dessous

Tableau (I.5) : Emplacement des Réservoirs de distribution R3 et R4

Les zones	Réservoirs	Capacité (m³)	Côte radier (CR) (m)	Côte trop plein (CTP) (m)
Chef-lieu de Baraki	R3	1500	47.8	52
Oued Adda	R4	1500	55	59

1.3.2 La station de pompage et les stations de reprise

1.3.2.1 La station de pompage

La commune de Baraki dispose d'une grande station de pompage au niveau du captage de Bentelha muni de trois (03) grandes pompes qui travaillent en alternance 24/24 et qui refoulent vers le réservoir de stockage R1 du chef-lieu de Baraki par une conduite de DN600 sur une longueur de 6km [3] (tableau (I.6)) .

Tableau (I.6) : Emplacement de la station de pompage SP1

Station de pompage	Emplacement	Côte radier (m)	Côte de trop plein (m)
SP1	Bentelha	17.73	23.13

I.3.2.2 Les stations de reprise SR1 et SR2

La station de reprise (SR1) aspire l'eau à partir du réservoir de stockage R1 est-elle refoule vers le reservoir de distribution (R3) du chef-lieu de Baraki par une conduite DN400 sur une longueur de 900m.

La station de reprise (SR2) aspire l'eau à partir du réservoir de stockage R2 est assure le refoulement par une conduite DN400 sur une longueur de 4 km pour la localité d'Oued Adda.

Les caractéristiques de ces deux stations de reprises sont fournies dans le tableau (I.7) suivant [3] :

Tableau (I.7) : Emplacement des stations de reprises SR1 et SR2

Station de reprise	Emplacement	Réservoirs distribuer	Côte radier (m)	Côte de trop plein (m)
SR1	Chef-lieu de Baraki	R3 Chef-lieu de Baraki	18.83	24.23
SR2		R4 d'Oued Adda	18.83	24.23

I.3.3 Le système d'adduction

Le système d'alimentation de la commune de Baraki se fait par une chaine d'adduction par refoulement des eaux des forages à partir du captage de Bentelha . Cette chaine est composée de deux réservoirs de stockages et deux (02) stations de reprise qui fonctionnent comme suit [3]:

- Les eaux des forages sont refoulées à partir du captage de Bentelha par une conduite en fonte ductile DN600 vers les deux réservoirs de stockage jumelés (R1 et R2) du Chef-lieu de Baraki d'une capacité (5000m³) chacun. Ces (02) réservoirs sont équipés d'une vanne au milieu. Le fonctionnement ici est que le réservoir R1 se rempli le premier, une fois c'est fait, la vanne est ouverte pour remplir le réservoir R2.
- Les réservoirs de stockage (R1) et (R2) sont équipés respectivement de (02) stations de reprise (SR1) et (SR2), leur fonctionnement est que la SR1 aspire de l'eau dans le réservoir (R1) est assure le refoulement vers le réservoir de distribution R3 du Chef-lieu de Baraki par une conduite en fonte ductile DN400 sur une longueur de 900m, et la station de reprise (SR2) aspire de l'eau dans le réservoir R2 est assure le refoulement vers le réservoir de distribution R4 par une conduite en fonte ductile DN400 sur une longueur de 4km.

Les caractéristiques des conduites d'adduction du système de production d'eau potable de la commune de Baraki sont représentées dans le tableau (I.8)

Tableau (I.8) : Caractéristiques des conduites d'adduction

Tronçon	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Matériau
SP1-R1	6000	600	Fonte ductile
SR1-R3	900	400	Fonte ductile
SR2-R4	4000	400	Fonte ductile

I.3.4. Le système de distribution

La distribution d'eau potable de la commune de Baraki est divisée en deux zones [3] :

- La première zone est le Chef-lieu de Baraki, elle dispose d'un réservoir de distribution sur levé d'une capacité de 1500 m³ qui assure une distribution de l'eau gravitairement pour 7 localités.
- La deuxième zone est Oued Adda, elle dispose d'un réservoir sur levé d'une capacité de 1500 m³ qui assure une distribution de l'eau gravitairement pour 4 localités.

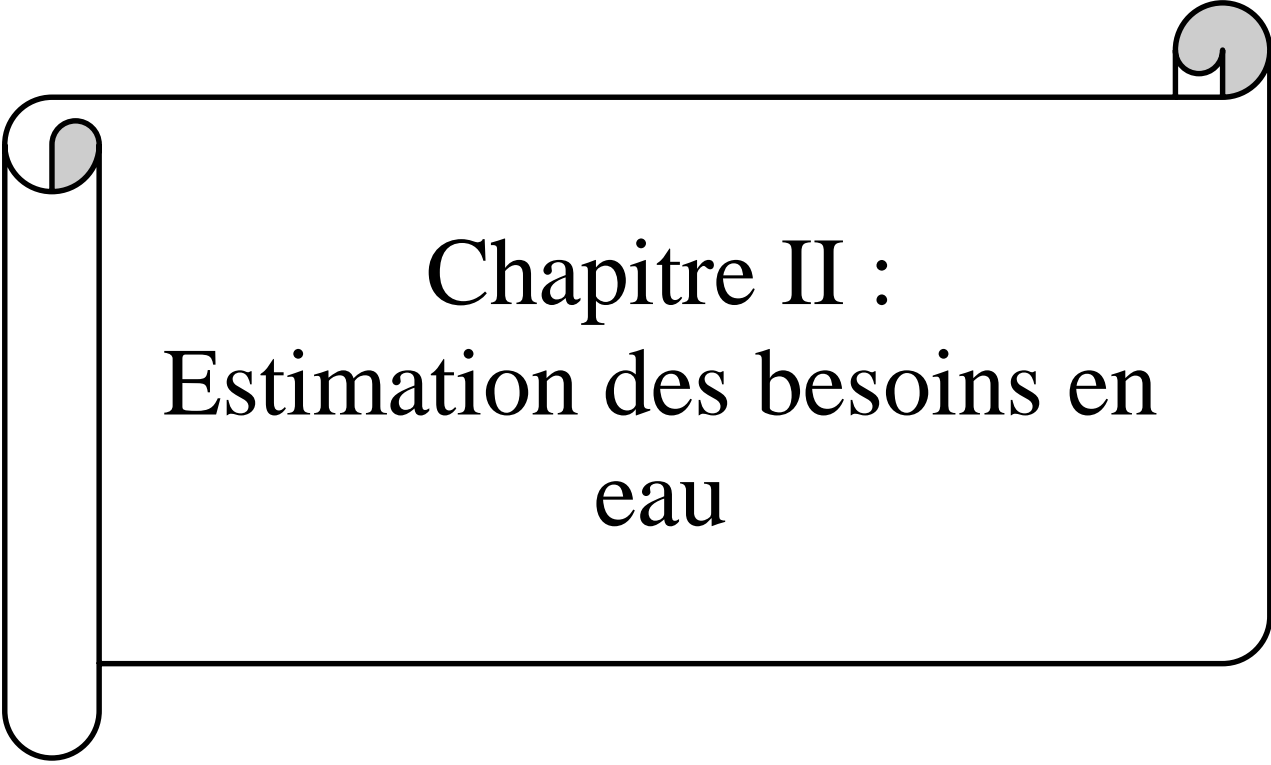
Les différentes informations concernant ces deux réservoirs de distribution sont données dans le tableau (I.9) ci-après.

Tableau (I.9) : Emplacement des Réservoirs de distribution et les localités à desservir

Les zones	Réservoirs	Capacité (m ³)	Côte radier (CR) (m)	Côte trop plein (CTP) (m)	Localités à desservir
Chef-lieu de Baraki	R3	1500	47.8	52	Ben Ghazi Cité Delboz Cité 360 logements Cité Haouch El Mihoub Cité 150 logements Bentelha Baraki Centre
Oued Adda	R4	1500	55	59	El Merdja Minaceria Cité Haouch Meriem Cité 2004 logements

I.4 Conclusion

Dans ce chapitre nous avons présentés les informations nécessaires concernant la région concernée par l'étude, et ceci du point de vue géographique, géologique, hydraulique, climatique et démographique. Les ressources d'eaux, le système d'adduction et de distribution actuels ont également fournis. Le but présent est de vérifier les capacités de stockages des réservoirs existants et aussi les réservoirs d'adduction pour l'horizon d'étude 2050.



Chapitre II :
Estimation des besoins en
eau

II.1 Introduction

La consommation d'eau varie en fonction des types de consommateurs, pour cela, avant tout projet d'alimentation en eau potable, il est nécessaire de procéder au recensement de toutes les catégories de consommations unitaires, établies sur la base de certains critères à savoir : besoins domestiques, socio-économique, sanitaire...etc.

II.2 Situation démographique

La population de la commune de Baraki est de 116 375 habitants d'après le dernier recensement effectué en 2008 remis par l'administration [1]. Le nombre d'habitant par localité est résumé dans le tableau (II.1) suivant :

Tableau(II.1) : Nombre d'habitants par localité en 2008

N°	Zone	Les localités	Nbre d'habitants par localité en 2008
1	Chef-lieu Baraki	Ben Ghazi	6000
2		Cité Delboz	8000
3		Cité 360 logements	8500
4		Cité Haouch El Mihoub	7500
5		Cité 150 logements	9000
6		Bentelha	15000
7		Baraki Centre	18000
/	Total		72000
1	Oued Adda	El Merdja	14000
2		Minaceria	6500
3		Cité Haouch Meriem	11000
4		Cité 2004 logements	12875
/	Total		44375
Total	/	11	116 375

II.3 Estimation de la population

L'estimation de la population en Algérie suit la loi des accroissements géométriques, donnée par l'expression ci-dessous, qui tient compte du taux de naissance, du taux d'immigration et celui de mortalité [4].

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

Avec :

- P_n : La population future à l'horizon considéré,
- P_0 : La population de l'année de référence,

- **T** : Le taux d'accroissement annuel de la population qui est de **1.5%**,
- **n** : Le nombre d'années séparant l'année de référence et celle de l'horizon considéré.

II.3.1 Estimation de la population actuelle pour chaque localité

L'actualisation de la population s'appuie sur le dernier recensement de 2008. La répartition de la population de la commune de Baraki en 2020, est donnée dans le tableau (II.2) ci-après :

Tableau (II.2) : Nombre d'habitants par localité en 2020

N°	Les zones	Localités	Nbre d'habitants par localité en 2008	Taux d'accroissement (%)	Population en 2020
1	Chef-lieu Baraki	Ben Ghazi	6 000	1.5	7174
2		Cité Delboz	8 000	1.5	9565
3		Cité 360 logements	8 500	1.5	10163
4		Cité Haouch El Mihoub	7 500	1.5	8967
5		Cité 150 logements	9 000	1.5	10761
6		Bentelha	15 000	1.5	17934
7		Beraki Centre	18 000	1.5	21521
Total			72 000	/	86 085
1	Oued Adda	El Merdja	14 000	1.5	16739
2		Minaceria	6 500	1.5	7772
3		Cité Haouch Meriem	11 000	1.5	13152
4		Cité 2004 logements	12 875	1.5	15394
Total			43 375	/	53 057
Total		11	116 375	/	139 142

II.3.2 Estimation de la population à long terme pour chaque localité

La présente étude s'étend sur un horizon de 30 ans, les résultats de l'estimation sont regroupés dans le tableau (II.3) et la figure (II.1) comme suit :

Tableau (II.3) : Evolution de la population à long terme

N°	Les zones	Localités	Population en 2020	Population en 2050
1	Chef-lieu Baraki	Ben Ghazi	7174	11214
2		Cité Delboz	9565	14950
3		Cité 360 logements	10163	15886
4		Cité Haouch El Mihoub	8967	14016
5		Cité 150 logements	10761	16820
6		Bentelha	17934	28032
7		Baraki Centre	21521	33639
/	Total		86085	134557

Tableau (II.3) : Evolution de la population à long terme (suite et fin)

N°	Les zones	Localités	Population en 2020	Population en 2050
1	Oued Adda	El Merdja	16739	26164
2		Minaceria	7772	12148
3		Cité Haouch Meriem	13152	20558
4		Cité 2004 logements	15394	24062
/	Total		53057	82932
Total		11	139142	217 489

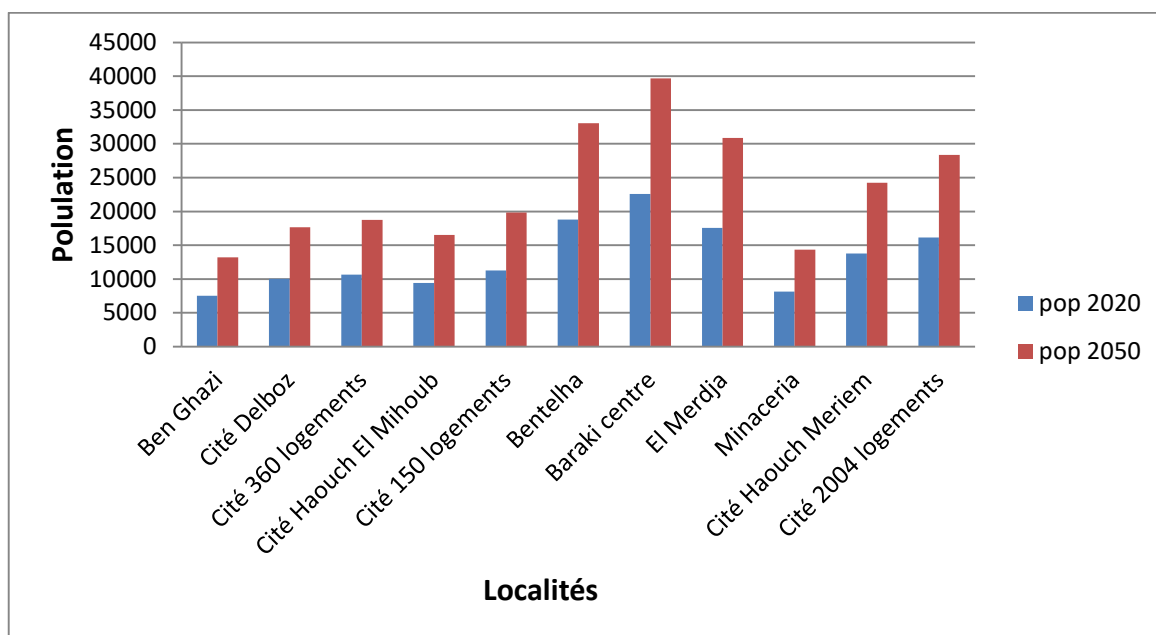


Figure (II.1) : Histogramme de l'évolution de la population au niveau de la zone d'étude

II.4 choix de la norme de la consommation domestique

La population, les ressources disponibles et les normes d'hygiène déterminent la consommation à adopter. Elle se caractérise par une unité de consommation par jour par habitant [4], elle est représentée dans le tableau (II.4) suivant :

Tableau (II.4) : Norme de consommation domestique

Nombre d'habitant	Norme de consommation (l/hab/j)
De 5000 à 20 000	150 à 200
De 20 000 à 100 000	200 à 300
Supérieur à 100 000	300 à 400

Les valeurs se trouvant dans le tableau (II.4) sont idéales et théoriques, mais dans la pratique c'est une autre chose car les ressources existantes ou stockées ne permettent pas d'assurer par

exemple une dotation de 300 à 400 l/j/hab en Algérie. Au niveau de notre pays, cette dotation tourne généralement autour de 200 l/hab/j.

II.5 Evaluation des débits de la consommation en eau

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

Le dimensionnement du réseau projeté est estimé sur la base de la consommation en eau actuelle et future.

Pour la présente étude ; il est nécessaire de se pencher sur les différents paramètres de besoins, tels que :

- Les besoins domestiques,
- Les besoins administratifs,
- Les besoins pour l'arrosage,
- Les besoins sanitaires,
- Les besoins socio-culturels,
- Les besoins scolaires,
- Et les besoins commerciaux.

II.5.1 Consommation moyenne journalière de la population

Est donnée par la formule suivante :

$$Q_{moy.j} = (D \times N)/1000 \quad (II.2)$$

Où :

- $Q_{moy.j}$: débit moyen journalier m³/j,
- D : dotation moyenne journalière l/j/hab,
- N : nombre de consommateurs.

II.5.1.1 Besoins domestique

La consommation moyenne journalière est déterminée par la formule suivante :

$$Q_{dom} = \sum(q_i \times N_i/1000) \quad (II.3)$$

Avec :

- Q_{dom} : La consommation domestique moyenne journalière (m³/j),
- q_i : La dotation moyenne journalière est prise 180 l/hab/j pour la période actuelle et 200 l/hab/j pour l'horizon 2050,
- N_i : Le nombre d'habitants.

Les besoins en eau domestique de toutes les localités de la commune de Baraki sont estimés dans le tableau (II.5).

Tableau (II.5) : Besoins en eau domestique de toutes les localités de la commune de Baraki

N°	Les zones	Localités	Dotation (l/hab/j)		Besoins en eau (m ³ /j)	
			2020	2050	2020	2050
1	Chef-lieu Baraki	Ben Ghazi	180	200	1 291.32	2242.8
2		Cité Delboz	180	200	1 721.7	2 990
3		Cité 360 logements	180	200	1 829.34	3 177.2
4		Cité Haouch El Mihoub	180	200	1 614.06	2 803.2
5		Cité 150 logements	180	200	1 936.98	3 364
6		Bentelha	180	200	3 228.12	5 606.4
7		Baraki Centre	180	200	3 873.78	6 727.8
Total					15 495.3	26 911.4
1	Oued Adda	El Merdja	180	200	3 013.02	5 232.8
2		Minaceria	180	200	1 398.96	2 429.6
3		Cité Haouch Meriem	180	200	2 367.36	4 111.6
4		Cité 2004 logements	180	200	2 770.92	4 812.4
Total			/	/	9 550.26	16 586.4
Total	/	11			25 045.56	43 497.8

II.5.2 consommation moyenne journalière des équipements

Les besoins des différents équipements (scolaires, administratifs, sanitaires, socio-culturels, sportifs et commerciaux) recueillis au niveau des différentes localités concernées par la présente étude sont estimés par deux méthodes :

A. Par le nombre d'occupation

On utilise l'expression suivante :

$$B_e = N_o \times D \quad (\text{II.4})$$

Où :

- B_e : Besoin en eau (m³/j),
- N_o : nombre d'occupants de l'équipement,
- D : dotation de la consommation (l/j/occupant).

B. Par la surface du planché

Le calcul se fait moyennant :

$$B_e = S \times D_s \quad (\text{II.5})$$

Où :

- B_e : Besoins en eau (m^3/j),
- S : Surface du planché de l'équipement,
- D_s : Dotation ($l/j/m^2$).

Les besoins des différents équipements scolaires, sanitaires, administratifs, socioculturels, commerciaux, d'arrosages et industriels de la zone d'étude sont récapitulés dans les annexes (1, 2, 3, 4, 5, 6 et 7).

II.6 Calcul du débit moyen journalier pour divers horizons

Le débit moyen journalier pour divers horizons est la somme des besoins domestiques et des besoins d'équipements administratifs, scolaires, sanitaires, socioculturels, d'arrosage et commerciaux. Il est calculé selon la formule suivante :

$$Q_{moy.j} = Q_{dom} + Q_{équi} \quad (II.6)$$

Et le débit d'équipements projetés sera estimé par la formule suivante:

$$\frac{Q_{équi}(2020)}{Q_{dom}(2020)} = \frac{Q_{équi}(\text{horizon})}{Q_{dom}(\text{horizon})} \quad (II.7)$$

Avec :

- $Q_{moy.j}$: Le débit moyen journalier en (m^3/j),
- Q_{dom} : Le débit des besoins domestiques journalier en (m^3/j),
- $Q_{équi}$: Le débit des équipements journalier en (m^3/j).

Les résultats sont indiqués dans le tableau (II.6) et la figure (II.2) ci-dessous, est également dans les annexes (8 et 9).

Tableau (II.6) : Détermination des débits moyens journaliers des différentes localités aux divers horizons.

N°	Les zones	Localités	Débit moyen journalier actuel 2020 (m^3/j)	Débit moyen journalier future 2050 (m^3/j)
1	Chef-lieu Baraki	Ben Ghazi	1 382.38	2 400.956
2		Cité Delboz	1 817.14	3 155.746
3		Cité 360 logements	1 887.295	3 277.856
4		Cité Haouch El Mihoub	1 727.33	2 999.92
5		Cité 150 logements	2 009.875	3 490.599
6		Bentelha	3 445.565	5 984.045
7		Baraki Centre	4 229.35	7 345.337
/		Total	16 498.935	28 654.459

Tableau (II.6) : Détermination des débits moyens journaliers des différentes localités aux divers horizons (suite et fin).

N°	Les zones	Localités	Débit moyen journalier actuel 2020 (m ³ /j)	Débit moyen journalier future 2050 (m ³ /j)
1	Oued Adda	El Merdja	3 166.77	5 499.822
2		Minaceria	1 453.925	2 489.059
3		Cité Haouch Meriem	2 448.51	4 252.54
4		Cité 2004 logements	2 906.065	5 047.113
/		Total	9 975.27	17 288.534
Total	/	11	26 474.205	45 942.993

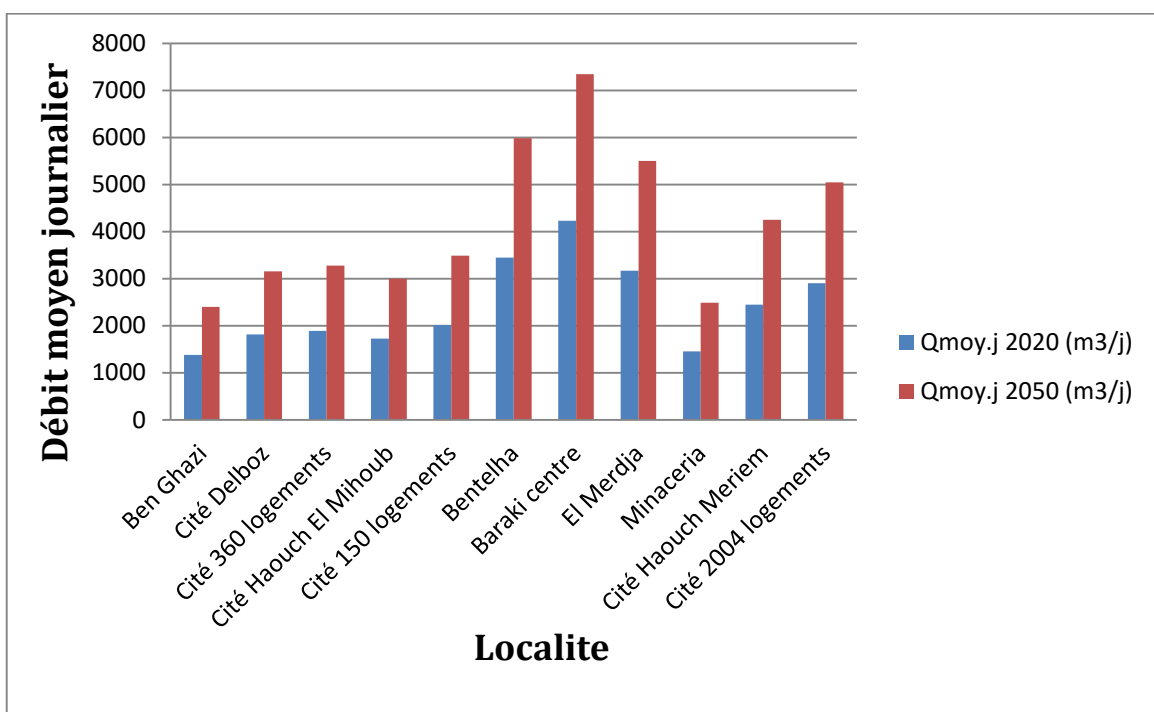


Figure (II.2) : Histogramme de la consommation moyenne journalière à divers horizons pour la zone d'étude

II.7 Calcul du débit majoré journalier

Pour éviter l'insuffisance dans la consommation journalière, on prévoit une majoration de 20% des besoins totaux journaliers. Cela pour combler les fuites qui sont dues essentiellement:

- À la consommation non quantifiée (illégale).
- Aux fuites dans le système de distribution qui sont en fonction du type de tuyau ; vieillissent du réseau, les différents équipements hydrauliques, la nature du terrain et la qualité d'entretien.
- Aux fuites chez le consommateur (robinets).

La majoration de la consommation moyenne journalière peut être exprimée par la formule :

$$Q_{maj.j} = Q_{moy.j} + Q_{fuites} \quad (II.8)$$

$$Q_{fuites} = Q_{moy.j} \times (20/100) \quad (II.9)$$

$$Q_{maj.j} = m \times Q_{moy.j} \quad (II.10)$$

Avec :

- $Q_{maj.j}$: Le débit majoré journalier en (m³/j),
- $Q_{moy.j}$: Le débit moyen journalier en (m³/j),
- Q_{fuites} : Le débit de fuite en (m³/j).
- m : Coefficient de majoration prenant en compte les pertes imprévisibles dans le réseau selon le niveau d'entretien.

Les valeurs de m sont :

- Réseau moyennement entretenu : m=1.25 à 1.35

On prend m=1.3

Le débit majoré journalier pour divers horizons est indiqué dans le tableau (II.7) suivant :

Tableau (II.7) : Evaluation du débit majoré journalier pour divers horizons au niveau de la zone d'étude

N°	Les zones	Localités	m	Débit moyen journalier (m ³ /j)		Débit majoré journalier (m ³ /j)	
				2020	2050	2020	2050
1	Chef-lieu Baraki	Ben Ghazi	1.3	1 382.38	2 400.956	1 797.094	3 121.243
2		Cité Delboz	1.3	1 817.14	3 155.746	2 362.282	4 102.470
3		Cité 360 logements	1.3	1 887.295	3 277.856	2 453.484	4 261.213
4		Cité Haouch El Mihoub	1.3	1 727.33	2 999.92	2 245.529	3 899.896
5		Cité 150 logements	1.3	2 009.875	3 490.599	2 612.838	4 537.779
6		Bentelha	1.3	3 445.565	5 984.045	4 479.235	7 779.259
7		Baraki Centre	1.3	4 229.35	7 345.337	5 498.155	9 548.938
/	Total		/	16 498.935	28 654.459	21 448.617	37 250.798
1	Oued Adda	El Merdja	1.3	3 166.77	5 499.822	4 116.801	7 149.769
2		Minaceria	1.3	1 453.925	2 489.059	1 890.103	3 235.777
3		Cité Haouch Meriem	1.3	2 448.51	4 252.54	3 183.063	5 528.302
4		Cité 2004 logements	1.3	2 906.065	5 047.113	3 777.885	6 561.247
Total			/	99 75.27	17 288.534	12 967.852	22 475.095
Total		11	/	26 474.205	45 942.993	34 416.469	59 725.893

II.8 Variation de la consommation journalière

La consommation d'eau quotidienne, n'est pas constante, mais varie en présentant des des maximums.

Pour tenir compte de cette variation, il existe le coefficient dit coefficient d'irrégularité journalière, à savoir $K_{max.j}$ défini comme suit :

$$K_{max.j} = Q_{max.j}/Q_{moy.j} \quad (II.11)$$

- $K_{max.j}$: Coefficient de majoration maximale,

Les coefficients d'irrégularité journalière sont exprimés par les formules :

$$K_{max.j} = \frac{\text{consommation maximale journalière}}{\text{consommation moyenne journalière}} = \frac{Q_{max.j}}{Q_{moy.j}} \quad (II.12)$$

II.8.1 Variation de la consommation maximale journalière

Ce débit représente la consommation d'eau du jour le moins chargé de l'année. Il s'obtient par la relation suivante [3] :

$$Q_{max.j} = K_{max.j} \times Q_{moy.j} \quad (II.13)$$

Avec :

- $Q_{max.j}$: Débit maximum journalier (m^3/j),
- $Q_{moy.j}$: Débit moyen journalier (m^3/j),
- $K_{max.j}$: Coefficient d'irrégularité maximal qui varie entre 1.1 et 1.3. Il est pris égal à 1.1 dans notre cas.

En récapitulation, les besoins maximaux journaliers sont représentés dans le tableau (II.8) ci-après.

Tableau (II.8) : Consommation maximal journalier

N°	Les zones	Agglomération	$K_{max.j}$	Débit moyen journalier (m^3/j)		Débit maximal journalier (m^3/j)	
				2020	2050	2020	2050
1	Chef-lieu de Braki	Ben Ghazi	1.1	1 382.38	2 400.956	1 520.618	3 433.367
2		Cité Delboz	1.1	1 817.17	3 155.746	1 998.854	4 512.717
3		Cité 360 logements	1.1	1 887.295	3 277.856	2 076.025	4 687.334
4		Cité Haouch El Mihoub	1.1	1 727.33	2 999.92	1 900.063	4 289.886
5		Cité 150 logement	1.1	2 009.875	3 490.599	2 210.863	4 991.557
6		Bentelha	1.1	3 445.565	5 984.045	3 790.122	8 557.184
7		Beraki Centre	1.1	4 229.35	7 345.337	4 652.285	10 503.832
Total			/	16498.935	28 654.459	18 148.83	40 975.877
1	Oued adda	EL-Merdja	1.1	3 166.77	5 499.822	3 483.447	7 864.745
2		Minaceria	1.1	1 453.925	2 489.059	1 599.318	3 559.354
3		Cité Haouch Meriem	1.1	2 448.51	4 252.54	2 693.361	6 081.132
4		Cité 2004 logements	1.1	2 906.065	5 047.113	3 196.672	7 217.372

Tableau (II.8) : Consommation maximal journalier (suite et fin)

N°	Les zones	Agglomération	K _{max,j}	Débit moyen journalier (m ³ /j)		Débit maximal journalier (m ³ /j)	
				2020	2050	2020	2050
Total			/	9 975.27	17 288.534	10 972.798	24 722.603
Total			/	26474.205	45 942.993	29 121.628	65 698.48

II.9 Bilan hydrique

Le bilan hydrique est une confrontation entre les ressources et les besoins en eau, et on prend:

- Pour les besoins : le débit maximal journalier,
- Pour les ressources : les eaux du forage avec une production moyenne de 500 l/s, qu'on considère stable pour les différents horizons.

Le bilan hydrique est représenté dans le tableau (II.9) ci-dessous :

Tableau (II.9) : Bilan ressources-besoins pour divers horizons

Période	Besoins en eau (l/s)	Forage (l/s)	Bilan (l/s)
Actuel (2020)	337.056	500	-162.944
Long terme (2050)	760.4	500	260.4

D'après le bilan hydrique présenté dans le tableau (II.9), on constate que les besoins en eaux pour année 2050 ne peuvent pas être assurés par les sept (07) forages existants dans le captage de Bentalha. Pour cela, le déficit sera assuré par le barrage de Keddara.

II.10 Variation de la consommation horaire

Le débit maximal subit des variations horaires, ces dernières sont caractérisées par de coefficient de variations horaires : K_{max,h}

$$K_{max,h} = \frac{\text{consommation maximale horaire}}{\text{consommation moyenne horaire}} = \frac{Q_{max,h}}{Q_{moy,h}} \quad (\text{II.15})$$

D'où :

La consommation moyenne horaire :

$$Q_{moy,h} = \frac{Q_{moy,j}}{24} \quad (\text{II.17})$$

La consommation maximale horaire :

$$Q_{max,h} = K_{max,h} \times Q_{moy,h} \quad (\text{II.18})$$

Avec :

- K_{max,h} : Le coefficient d'irrégularité maximale horaire,
- Q_{max,h} : La consommation maximale horaire (m³/h),

- $Q_{moy.h}$: La consommation minimale horaire (m^3/h).

Le coefficient de variations horaires $K_{max.h}$ définis aussi, tels que :

$$K_{max.h} = \alpha_{max} \times \beta_{max} \quad (II.20)$$

Avec :

- α_{max} : Le coefficient qui dépend du niveau de vie et du confort, il est compris entre 1.2 et 1.4
Pour notre étude on prend : $\alpha_{max} = 1.3$
- β_{max} : coefficient qui dépend du nombre d'habitant, sera déterminé par la méthode d'interpolation à l'aide du tableau (II.10) suivant :

Tableau (II.10) : Valeurs de β_{max} fonction du nombre d'habitant

Habitant × 1000	1	1.5	1.5	4.0	6.0	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

Le nombre d'habitants total des deux villes est de 217 489 à l'horizon de 2050. Pour cela le coefficient β_{max} nécessaire est de :

Pour 100 000 habitant ; $\beta_{max1}=1.1$

Pour 300 000 habitant ; $\beta_{max2}=1.03$

Pour 217 489 habitant ; $\beta_{max}= 1.058$

$$\beta_{max} = \frac{\beta_{max1} \times (P - P_2) + (P_1 - P) \times \beta_{max2}}{(P_1 - P_2)} \quad (II.22)$$

Les résultats du calcul β_{max} et $K_{max.h}$ sont représentés dans (l'annexe (10)).

II.11 Conclusion :

Dans cette présente étude nous avons estimé les besoins en eau potable de la commune de Baraki. Et en tenant compte des différentes consommations pour pouvoir dimensionner l'ensemble des ouvrages de stockages et de transport d'eau. Nous avons trouvé un débit de ($25\ 045.56\ m^3/j$) pour les besoins actuels et un débit de ($43\ 497.8\ m^3/j$) pour les besoins futurs, et le débit maximum journalier est de $65\ 698.48\ m^3/j$ avec un nombre de population de 217 489 habitants.



Chapitre III : Les réservoirs

III.1 Introduction

Les réservoirs d'eau sont des ouvrages hydrauliques permettant le stockage de l'eau pour une utilisation ultérieure, assurant ainsi une interface entre la production et la distribution de l'eau potable destinée à la consommation publique, industrielle ou agricoles.

III.2 Caractéristiques des réservoirs

Durant la construction d'un réservoir, les matériaux utilisés doivent être choisis pour assurer [5]:

- **Résistance** : Le réservoir doit équilibrer en toutes ses parties les efforts auxquels il est soumis.
- **Étanchéité** : Les parois doivent être étanches pour éviter les fuites.
- **Durabilité** : Le réservoir doit avoir une durabilité pour longtemps, ce qui veut dire, le matériau dont il est constitué doit conserver ses propriétés initiales en contact avec l'eau.

III.3 Classification des réservoirs

On peut classer les réservoirs selon [5]:

A- Leur position par rapport au sol

- Les réservoirs enterrés,
- Les réservoirs semi enterrés,
- Les réservoirs sur le sol : Ce genre de réservoirs alimente gravitairement le réseau de distribution,
- Les réservoirs surélevés : La cuve du réservoir étant disposée sur une tour,
- Réservoir avec station de surpression associée : L'alimentation du réseau de distribution nécessitant une surpression,
- Réservoir sous pression : Ou un dispositif de compresseur d'air maintient au-dessus du plan d'eau une pression supérieure à la pression atmosphérique.

B- Leur forme

- Les réservoirs circulaires,
- Les réservoirs carrés, rectangulaires,
- Les réservoirs quelconques.

C- Leur mode de fermeture

- Les réservoirs couverts,

- Les réservoirs non couverts.

D- Matériaux de construction

Ils peuvent être :

- Métalliques,
- En maçonnerie,
- En béton armé,
- Ou précontraint.

E- Selon l'usage

- Réservoir principal d'accumulation et de stockage,
- Réservoir d'équilibre (réservoir tampon),
- Réservoir de traitement.

Les critères les plus souvent retenus pour les choix sont :

- ✓ Les facteurs économiques,
- ✓ La sécurité d'approvisionnement et la facilité d'exploitation,
- ✓ Les possibilités d'adaptation au réseau,
- ✓ Les possibilités d'inscription harmonieuse dans le site.

F- Selon la complexité de la construction

- Réservoir simple,
- Réservoir multiple,
- Réservoir superposé,
- Réservoir superposé et multiple.

III.4 Rôles des réservoirs

Les réservoirs sont des ouvrages intermédiaires entre le réseau d'adduction et le réseau de distribution, ils sont de grande importance dans le système d'alimentation en eau potable, servant tout d'abord de réserves d'eau qui permettent d'assurer aux heures de pointe le débit maximal demandé, de plus ils peuvent jouer plusieurs rôles à savoir [5].

- **Régulateur et accumulateur**

Dans une agglomération, le débit refoulé par la station de pompage n'est pas dans tous les cas égal au débit consommé. Donc, un réservoir s'avère indispensable pour assurer la régulation entre le débit refoulé et celui consommé.

- **Régulariser la pression et le débit dans le réseau de distribution**

Il s'agit dans ce cas d'un réservoir d'équilibre. Il est placé à un point et une altitude de telle sorte qu'il puisse assurer la pression nécessaire dans le point très éloigné.

- **Régulariser le fonctionnement de la pompe**

Le réservoir permet de réduire les dépenses d'énergie (stockage la nuit et la distribution gravitaire pendant des heures de pointe).

- **Utilisé pour briser la charge**

Si le terrain se trouve dans un relief accidenté, en certains points du réseau, on peut avoir des pressions non admissibles, un réservoir peut être utilisé pour briser la charge.

- **Assurer la réserve d'incendie**

Le réservoir doit contenir en tout temps, une réserve suffisante pour faire face aux besoins instantanés très importants du service chargé de la lutte contre l'incendie.

III.5 Qualité de l'eau dans les réservoirs

Afin d'éviter une dégradation de la qualité de l'eau lors de la traversée d'un réservoir, il convient :

- D'assurer l'étanchéité de l'ouvrage : terrasse, radier et parois pour les réservoirs au sol ou semi-enterrés,
- De veiller à ce que les entrées d'air (ventilations, trop-pleins, ...etc.) soient correctement protégées contre les entrées de poussière, d'insectes et d'animaux,
- De limiter l'éclairage naturel de l'intérieur du réservoir,
- De procéder à un nettoyage au moins annuel du réservoir.

III.6 Emplacement du réservoir

L'emplacement du réservoir a pour condition l'assurance d'une pression suffisante aux abonnés au moment du débit de pointe. Le meilleur emplacement n'est déterminé qu'après une étude technico-économique approfondie, en prenant en considération les conditions suivantes :

- L'emplacement des réservoirs dépend essentiellement de [5] :
 - ✓ Données topographiques,
 - ✓ La nature du terrain.
- Et on doit aussi tenir compte des considérations suivantes :

- ✓ L'emplacement du réservoir doit être choisi de telle façon à pouvoir satisfaire les abonnés en pression suffisante,
- ✓ L'implantation doit se faire aussi de préférence, à l'extrémité de la ville ou au centre de la ville (pour diminuer la perte de charge),
- ✓ La distribution se fait par gravité, le réservoir doit être construit à un niveau supérieur à celui de l'agglomération.

Le schéma d'emplacement du réservoir est illustré dans la figure (III.1) ci-dessous :

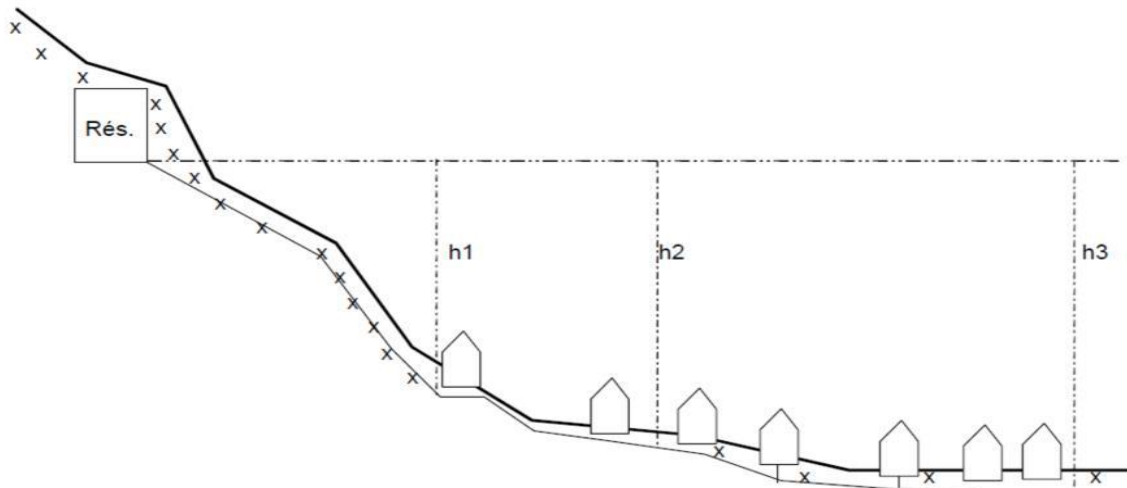


Figure (III.1) : Emplacement d'un réservoir [6]

III.7 Choix du type de réservoir

Vue la topographie des lieux, le relief de la région étant accidenté et tenant compte de l'emplacement disponible, on opte pour des réservoirs circulaires semi enterrés offrant plusieurs avantages, dont [5] :

- Economie sur les frais de construction,
- Etude architecturale très simplifiée,
- Ethnocentrie plus facile à réaliser,
- Conservation de l'eau se fait à une faible variation de température,
- L'étanchéité est assurée.

L'utilisation de ce type de réservoir répond bien aux différents problèmes technico-économiques.

Il est exigé d'un réservoir d'être :

- ✓ Couverts,
- ✓ À l'abri des contaminations,
- ✓ À l'abri des infiltrations des eaux souterraines,
- ✓ À l'abri des pluies et des poussières.

III.8 Fontaineries et équipement du réservoir

Un réservoir doit être équipé par [7] :

- Conduite d'arrivée ou d'alimentation (d'adduction),
- Conduite de départ ou de distribution,
- Conduite de vidange,
- Conduite de trop plein,
- Conduite de by pass, dans certains cas,
- Système de matérialisation de la réserve d'incendie.

Les réservoirs alimentés à partir d'adduction gravitaire seront commandés par robinet à flotteur ou obturateur. Toutes les conduites doivent, normalement, aboutir dans une chambre de manœuvre accolée au réservoir.

Le schéma d'équipements d'un réservoir d'eau potable illustré dans la figure (III.2) ci-dessous:

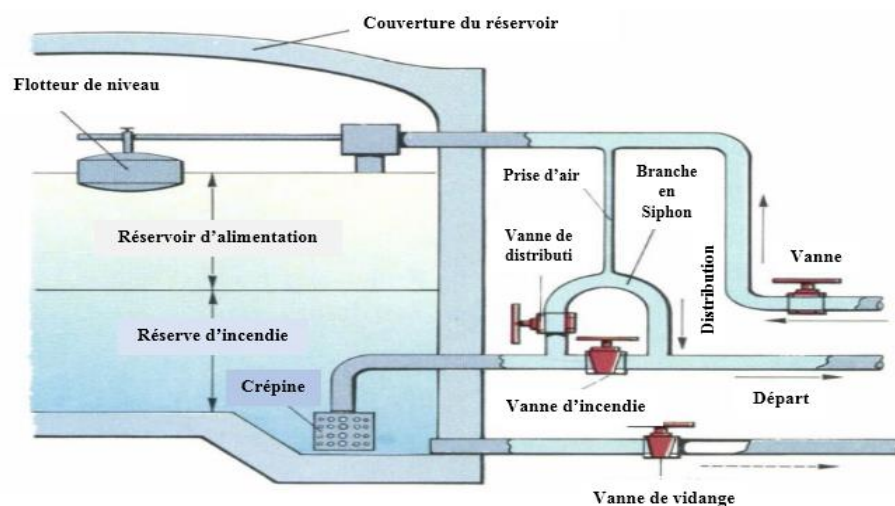


Figure (III.2) : Equipements d'un réservoir d'eau potable [8]

III.8.1- Conduite d'adduction

La conduite d'adduction à son débouché dans le réservoir, doit pouvoir s'obturer quand l'eau atteint dans la cuve son niveau maximal :

- Obturation par robinet flotteur si l'adduction est gravitaire
- Un dispositif permettant l'arrêt du moteur si l'adduction s'effectue par refoulement.

L'adduction s'effectue par surverse, soit en chute libre en provoquant à l'arrivée dans le réservoir une oxygénation de l'eau, ce qui peut être favorable pour les eaux souterraines, ordinairement pauvres en oxygène, soit en prolongeant la conduite de façon à ce que l'extrémité soit toujours noyée. L'installation du robinet flotteur interrompt l'arrivée de l'eau quand le réservoir atteint son niveau maximal.

Les schémas de la conduite d'adduction sont illustrés dans les figures (III.3) et (III.4) ci-dessous :

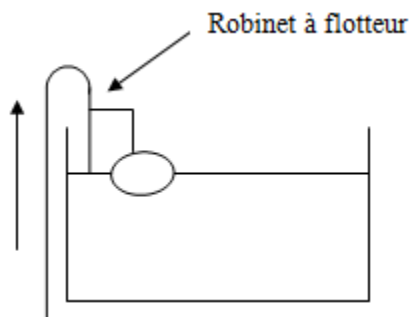


Figure (III.3) : Adduction avec chute libre [9]

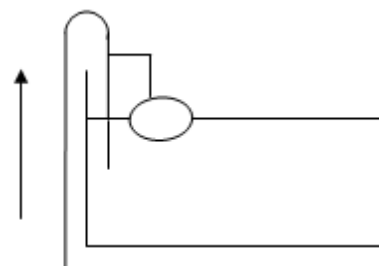


Figure (III.4) : Adduction noyée [9]

III.8.2 Conduite de distribution

Le départ de la conduite de distribution dans le réservoir doit être à l'opposé de celle d'arrivée, à environ 0,15 à 0,20 m au-dessus du radier. 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 [7].

Le schéma de la conduite de distribution est illustré dans la figure (III.5) ci-dessous :

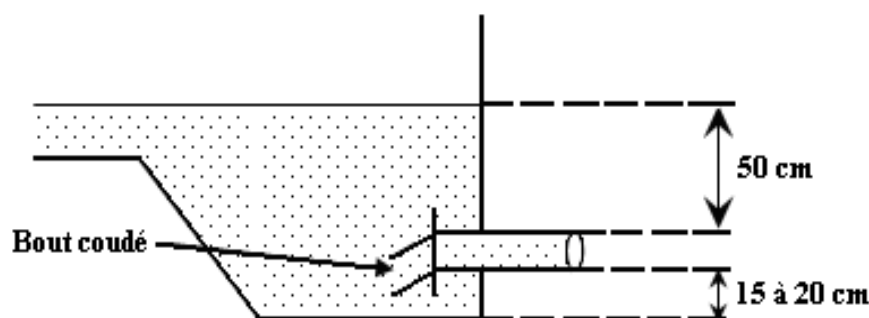


Figure (III.5) : La conduite de distribution [9]

III.8.3 Conduite de trop-plein

Cette conduite devra évacuer l'excès d'eau arrivant au réservoir quand l'eau atteint sa limite maximale ou en cas de défaillance du système d'arrêt des pompes, la canalisation de trop plein débouchera à un exutoire voisin. Afin d'éviter la pollution ou une introduction d'animaux qui pourrait pénétrer dans le réservoir (cuve), on ménage un joint hydraulique constitué par un siphon avec une garde d'eau suffisante [7].

Le schéma de la conduite de trop plein est illustré dans la figure (III.6) ci-dessous :

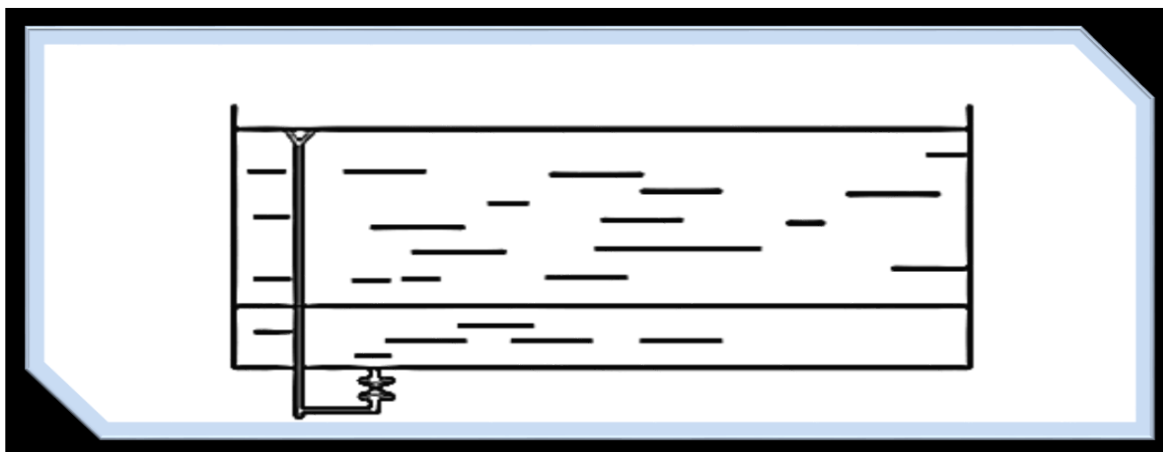


Figure (III.6) : Conduite de trop-plein et de vidange [6]

III.8.4 Conduite de vidange

La conduite de vidange se trouve au point le plus bas du réservoir, 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 [7].

Le schéma de la conduite de trop plein et de vidange est illustré dans la figure (III.7) ci-dessous :

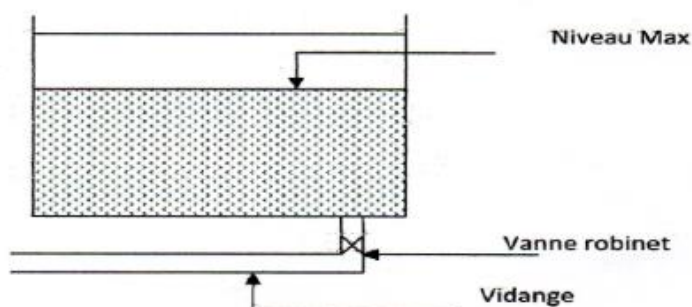


Figure (III.7) : Conduite de vidange [9]

III.8.5 Conduite by-pass

La distribution d'eau pendant le nettoyage du réservoir est assuré par un dispositif qui est le by-pass reliant la conduite d'adduction à celle de distribution, son principe de fonctionnement est le suivant [7]:

- En temps normal : (01) et (03) sont ouvertes et (02) est fermée,
- En by-pass : (01) et (03) sont fermés et (02) est ouverte.

Le schéma de la conduite by-pass est illustré dans la figure (III.8) ci-dessous :

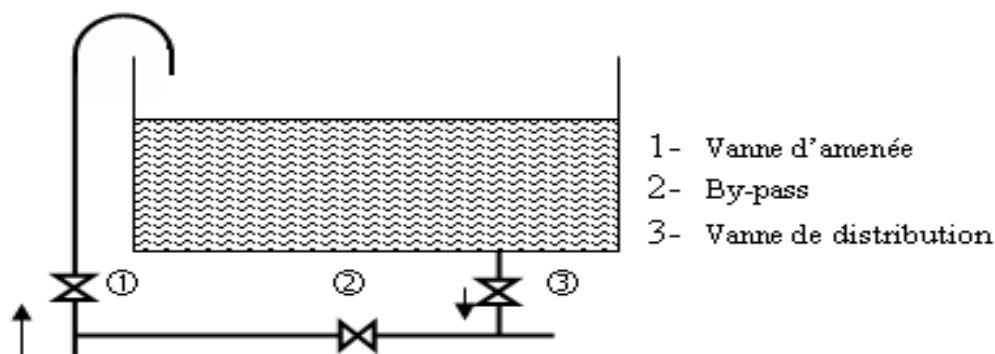


Figure (III.8) : Conduite de by-pass [9]

III.8.6 Conduite ligne pilote

Un interrupteur à flotteur va être disposé à la partie haute d'un réservoir. Il est relié au contacteur du moteur de la pompe qui enclenche ce dernier pour un niveau d'eau inférieur, et le déclenche pour un niveau supérieur.

III.8.7 système de matérialisation de la réserve d'incendie

Pour conserver sûrement une réserve permettant de lutter contre un incendie, il faut en interdire matériellement son utilisation en service normal, et la rendre accessible par la manœuvre d'une vanne spéciale en cas de nécessité, à cet effet on utilise deux solutions, en l'occurrence :

III.8.7.1 Le système à deux prises

Il consiste à distribuer l'eau en régime normal à partir d'une prise située au-dessus du volume réservé et commandée par la vanne 2. La prise située au voisinage du fond est condamnée par la vanne 1 (vanne d'incendie), qui peut avantageusement être télécommandée en cas de sinistre. L'inconvénient de cette solution est que, sauf en cas d'alimentation du réservoir par le fond, il subsiste entre les prises 1 et 2 une zone mal renouvelée, ou risque de développement de micro-organismes qui peuvent contaminer toute l'eau du réservoir et risquant de surcroît de lui donner un goût désagréable.

- En temps normal, 1 est fermée et 2 est ouverte.
- En cas d'incendie, 1 est ouverte.

Le schéma du système à deux prises est illustré dans la figure (III.9) ci-dessous :

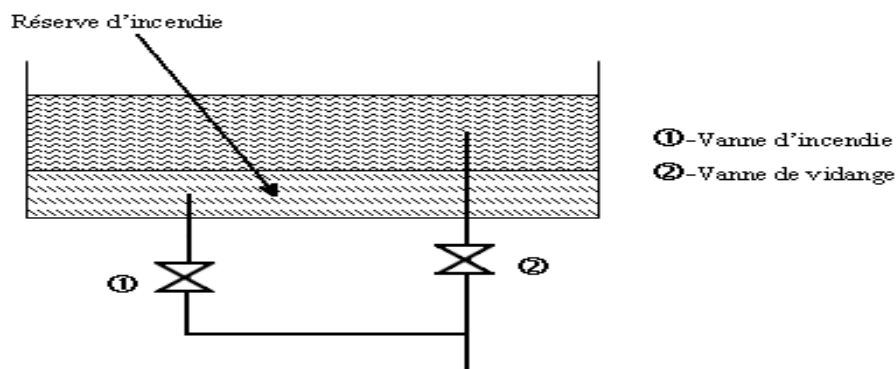


Figure (III.9) : Système à deux prises [9]

III.8.7.2 Le système à siphon

Le système à siphon consiste à prélever, dans tous les cas, l'eau au voisinage du fond du réservoir mais en la faisant transiter au service normal par un siphon situé à la côte supérieure de la réserve d'incendie et muni d'un évent qui la désamorce dès que l'eau atteint ce niveau. En cas de sinistre, la vanne 2 (vanne d'incendie) court-circuite le siphon et assure la mise en service de la réserve d'incendie, cette solution présente l'avantage d'éviter la stagnation de l'eau au voisinage du fond du réservoir.

- En temps normal, 1 et 3 sont ouvertes et 2 fermée,
- En cas d'incendie, 2 est ouverte et 1 est fermée.

Le schéma du système à siphon est illustré dans la figure (III.10) ci-dessous :

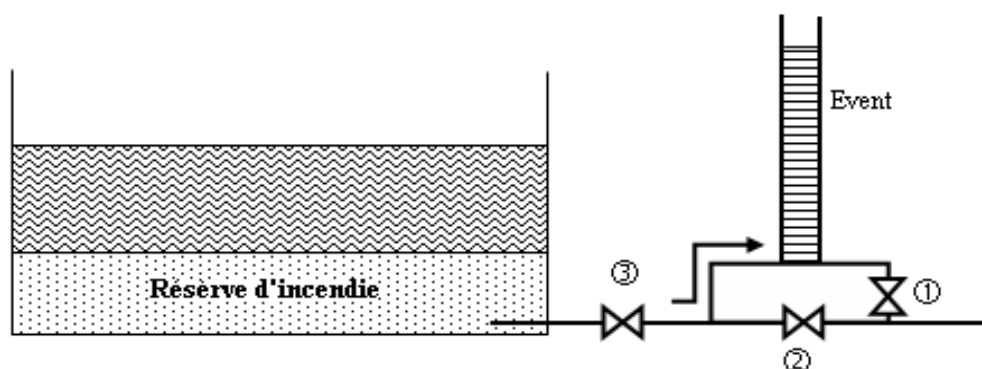


Figure (III.10) : Système à siphon [9]

III.9 Alimentation des réservoirs

III.9.1 Réservoirs alimentés gravitairement

Les réservoirs alimentés gravitairement, que ce soit des réservoirs terminaux, des réservoirs tampons ou des bâches de reprise, possèdent à leurs entrées des obturateurs à disques auto-centreurs qui contrôlent le niveau haut des réservoirs et détruisent la charge résiduelle au

droit de l'entrée des réservoirs. Ces dispositifs nécessitent un certain volume d'eau pour permettre la dissipation de l'énergie résiduelle à la sortie de la vanne.

III.9.2 Réservoirs alimentés pas refoulement

Ces réservoirs doivent disposer d'un volume suffisant entre le niveau haut d'arrêt des pompes et le niveau de remise en charge de ces dernières, ceci dans le but de limiter le nombre d'arrêts de mise en charge des pompes de la station d'alimentation.

III.10 Capacité d'un réservoir

La capacité d'un réservoir doit être estimée en tenant compte des variations des débits à l'entrée et à la sortie, c'est-à-dire, d'une part, du mode d'exploitation des ouvrages situés en amont (adduction et station de reprise), et d'autre part du régime de distribution (consommation maximale journalière de l'agglomération) [5].

La capacité du réservoir est déterminée avec deux méthodes :

- La méthode analytique,
- La méthode graphique.

III.10.1 Méthode analytique

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

$$V_{max} = P_{max}(\%) \times \frac{Q_{maxj}}{100} \quad (\text{III.1})$$

Avec :

- V_{max} : Volume maximal de stockage pour la consommation (m^3),
- P_{max} : Résidu maximal dans le réservoir (%),
- Q_{maxj} : Débit maximum journalier (m^3/j).

➤ *Détermination de la valeur de P*

Connaissant les valeurs de α_{max} et β_{max} on détermine la valeur du coefficient de variation horaire K_{max} par la relation suivante [5] :

$$K_{max} = \alpha_{max} \times \beta_{max} \quad (\text{III.2})$$

- ✓ La répartition de la consommation maximale journalière sur les 24 heures se détermine à l'aide du tableau de distribution du débit journalier (annexe (11)),
- ✓ On répartit ensuite le débit de pompage tout au long de la journée,
- ✓ La différence entre l'apport et la distribution pour chaque heure de la journée, sera portée dans la colonne des surplus ou des déficits selon son signe,
- ✓ On détermine ensuite le résidu dans le réservoir pour chaque heure. La valeur maximale trouvée (P_{max}) sera le pourcentage du volume de stockage.

$$P_{max} = |R_{max}^+| + |R_{max}^-| \quad (III.3)$$

Avec :

- R_{max}^+ : Résidu maximum positif (%),
- R_{max}^- : Résidu minimum négatif (%).

R^+ : excédent en eau à différentes heures de la journée
 $R^+ = \text{Apport} - \text{Sortie}$ si $\text{Apport} > \text{Sortie}$

R^- : insuffisance en eau à différentes heures de la journée
 $R^- = \text{Sortie} - \text{Apport}$ si $\text{Sortie} > \text{Apport}$

III.10.2 Méthode graphique

C'est une transcription graphique de la méthode analytique. Elle tient compte de la courbe de consommation totale déduite à partir de coefficients de variations horaires de la consommation et de la courbe d'apport du débit pompé en fonction de la durée de pompage. La capacité est déduite à partir des extremums des cumuls de la consommation vis-à-vis de celle des apports. On trace, sur un même graphique, les courbes cumulées des débits d'apports et de consommation en fonction du temps.

Le volume maximal de stockage est obtenu en sommant en valeur absolue les écarts des deux extremums par rapport à la courbe d'apport.

$$P_{max} = |\Delta V^+| + |\Delta V^-| \quad (III.4)$$

Remarque : le volume maximal sera déterminé de la même façon que la méthode analytique. Le volume total du réservoir est de :

$$V_T = V_U + V_{inc} \quad (III.5)$$

Avec :

- V_T : Volume total du réservoir,
- V_U : Volume utile de stockage du réservoir (m^3),
- V_{inc} : Volume d'incendie ($120 m^3$).

III.11 Dimensionnement des réservoirs de la zone d'étude

Dans cette partie nous dimensionneront les différents ouvrages qui assurent le refoulement, le stockage et la distribution de l'eau pour le Chef-lieu de Baraki et Oued Adda.

La chaîne étudiée est illustrée dans la figure (III.11) ci-dessous.

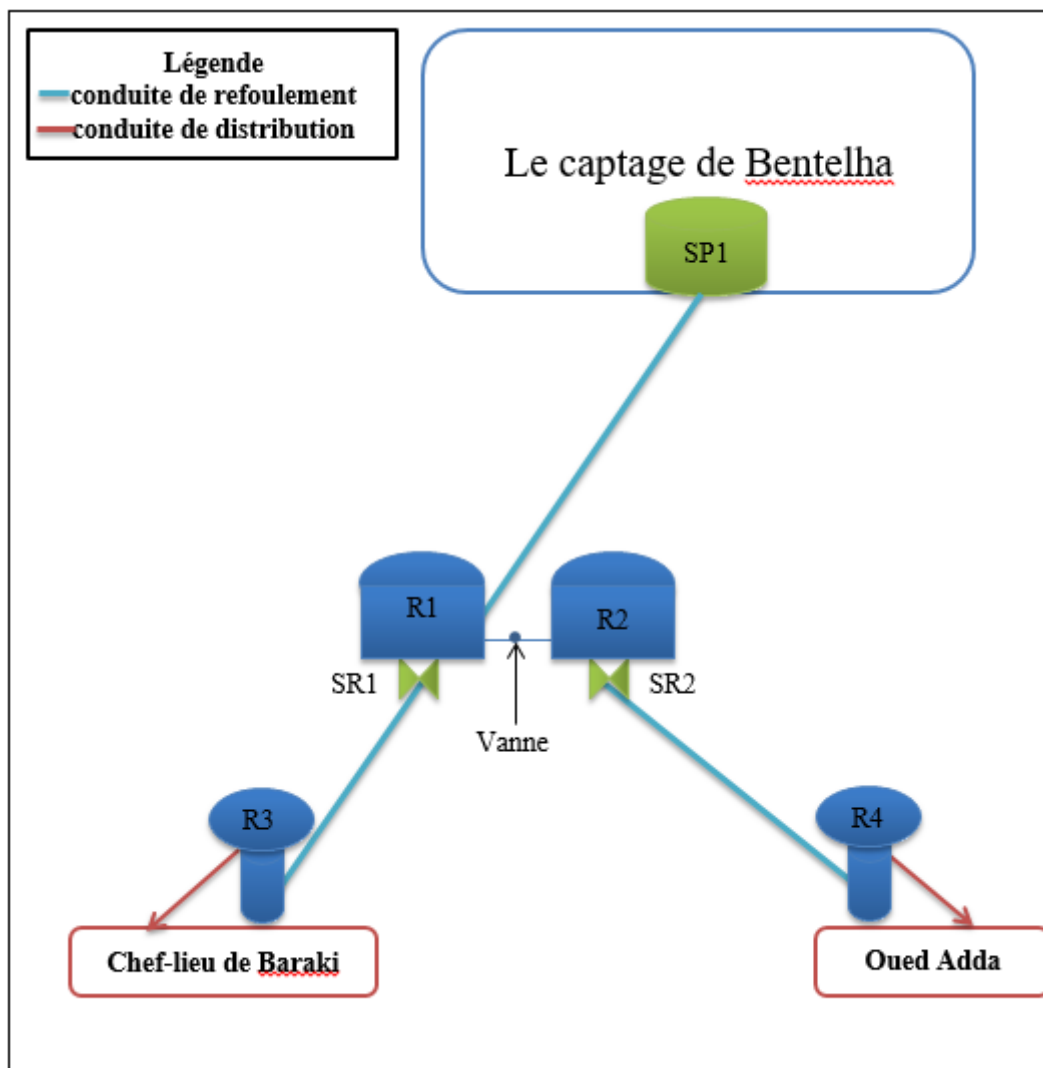


Figure (III.11) : schéma de l'adduction étudié

Le captage de Bentelha assure un refoulement par une station de pompage (SP1) ayant une côte radier (CTR) de 17.73 m munie de 03 grandes pompes travaillant en alternance 24h/24 par une conduite de fonte ductile de 6km de longueur vers les deux réservoirs R1 et R2, jumelés et semi-enterrés, d'une côte radier (CTR) de 18 m et d'une capacité de 5000 m³ chacun et équipé d'une vanne au milieu des (02) réservoirs. Le fonctionnement ici est que le réservoir R1 se remplit le premier, une fois c'est fait, la vanne est ouverte pour remplir le réservoir R2. Ces (02) réservoirs transit équipés respectivement de (02) stations de reprises (SR1) et (SR2), qui refoulent vers les (02) ouvrages de distribution pour chef-lieu de Baraki et Oued Adda.

III.11.1 Dimensionnement des réservoirs R1 et R2 du chef-lieu de Baraki

Les réservoirs de transit R1 et R2 du chef-lieu de Baraki sont alimentés par la station de pompage (SP1) avec un débit maximal journalier de 65 698.48 m³/j dont le nombre d'habitants est de l'ordre de 217 509.

Les résultats sont représentés dans le tableau (III.1) et la figure (III.12) ci-dessous :

Tableau (III.1) : Calcul de la capacité des réservoirs R1 et R2 du Chef-lieu de Baraki

Heures	Apport		Adduction vers la SR1		Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
	(%)	(m ³ /h)	(%)	(m ³ /h)			
0-1	4.17	2 739.627	5	3 284.924		-0.83	-0.83
1-2	4.17	2 739.627	5	3 284.924		-0.83	-1.66
2-3	4.17	2 739.627	5	3 284.924		-0.83	-2.49
3-4	4.17	2 739.627	5	3 284.924		-0.83	-3.32
4-5	4.17	2 739.627	5	3 284.924		-0.83	-4.15
5-6	4.17	2 739.627	5	3 284.924		-0.83	-4.98
6-7	4.17	2 739.627	5	3 284.924		-0.83	-5.81
7-8	4.17	2 739.627	5	3 284.924		-0.83	-6.64
8-9	4.17	2 739.627	5	3 284.924		-0.83	-7.47
9-10	4.17	2 739.627	5	3 284.924		-0.83	-8.33
10-11	4.17	2 739.627	5	3 284.924		-0.83	-9.13
11-12	4.17	2 739.627	5	3 284.924		-0.83	-9.96
12-13	4.17	2 739.627	5	3 284.924		-0.83	-10.79
13-14	4.17	2 739.627	5	3 284.924		-0.83	-11.62
14-15	4.17	2 739.627	5	3 284.924		-0.83	-12.45
15-16	4.17	2 739.627	5	3 284.924		-0.83	-13.28
16-17	4.17	2 739.627	5	3 284.924		-0.83	-14.11
17-18	4.17	2 739.627	5	3 284.924		-0.83	-14.94
18-19	4.17	2 739.627	0	0	4.17		-10.77
19-20	4.17	2 739.627	0	0	4.17		-6.6
20-21	4.17	2 739.627	0	0	4.17		-2.43
21-22	4.17	2 739.627	0	0	4.17		1.74
22-23	4.17	2 739.627	5	3 284.924		-0.83	0.841
23-24	4.17	2 739.627	5	3 284.924		-0.83	0
Total	100	65 698.48	100	65 698.48	/	/	/

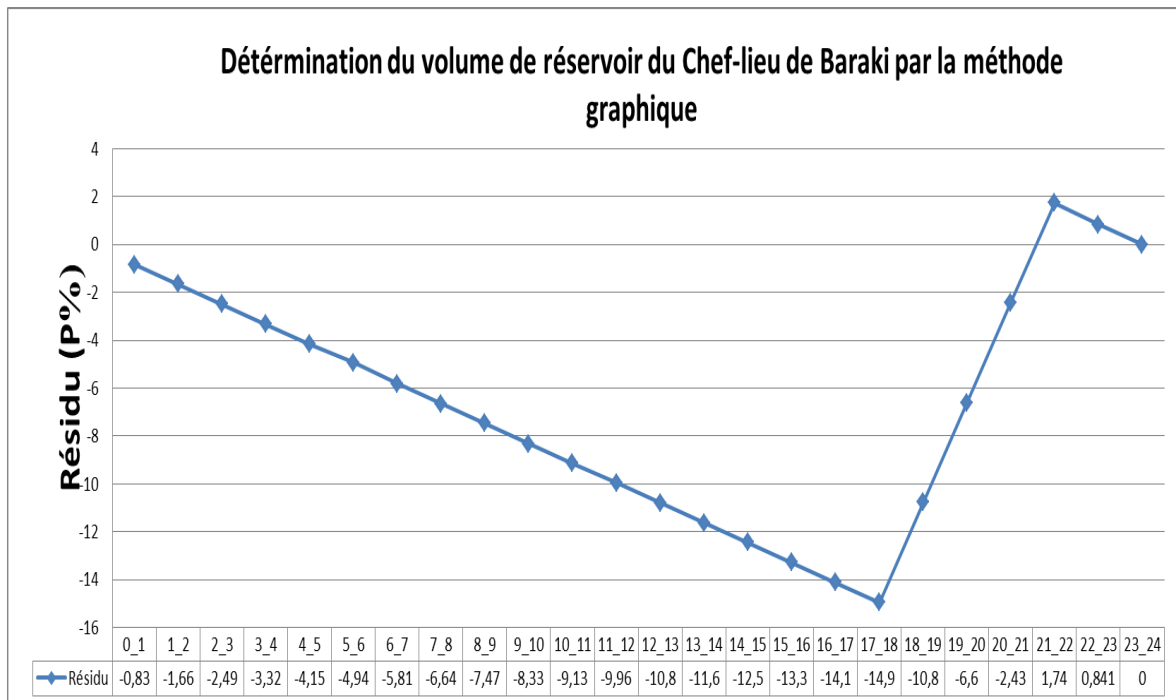


Figure (III.12) : La vérification du volume du réservoir R1 du chef-lieu de Baraki

D'après les résultats du tableau (III.1) :

La valeur de P (%) est :

$$P_{\max} (\%) = |-14,94| + |1,74| = 16,68 \%$$

On a :

$$Q_{\max,j} = 65\,698,48 \text{ m}^3/\text{j}$$

Alors :

$$V_u = (65\,698,48 \times 16,68) / 100 = 10\,958,506 \text{ m}^3$$

La capacité future du réservoir R1 de chef-lieu de Baraki est de **11 000 m³**.

La capacité future des deux réservoirs de transit R1 et R2 du chef-lieu de Baraki est de 11 000 m³, elle dépasse la capacité du réservoir existant (5000 m³) chacun, on propose de projeter un réservoir de 2 000 m³ qui sera jumelé avec le réservoir (R1).

III.10.2 Dimensionnement du réservoir R3 du chef-lieu de Baraki

Le réservoir R3 du chef-lieu de Baraki est alimenté par refoulement, à partir de la station de reprise (SR1), et assure une distribution gravitairement pour la population de l'ensemble de la ville du chef-lieu de Baraki dont le nombre d'habitants est de l'ordre 134 577 avec un débit de $Q_{\max,j} = 40\,975,877 \text{ m}^3/\text{j}$ à l'horizon 2050.

$$\beta_{\max} = 1,09, \alpha_{\max} = 1,3, K_{\max} = 1,41$$

Les résultats sont représentés dans le tableau (III.3) et la figure (III.14) ci-dessous :

Tableau (III.2) : Calcul de la capacité du réservoir R3 du Chef-lieu de Baraki

Heures	Apport		Distribution		Surplus	Déficit	Résidu
	(%)	(m ³ /h)	(%)	(m ³ /h)	(%)	(%)	(%)
0-1	5	2 048.75	2	819.51754	3		3
1-2	5	2 048.75	2.1	860.493417	2.9		5.9
2-3	5	2 048.75	1.85	758.053725	3.15		9.05
3-4	5	2 048.75	1.9	778.541663	3.1		12.15
4-5	5	2 048.75	2.85	1167.81249	2.15		14.3
5-6	5	2 048.75	3.70	1516.10745	1.3		15.6
6-7	5	2 048.75	4.5	1843.91447	0.5		16.1
7-8	5	2 048.75	5.3	2171.72148		-0.3	15.8
8-9	5	2 048.75	5.8	2376.60087		-0.8	15
9-10	5	2 048.75	6.05	2479.04056		-1.05	13.95
10-11	5	2 048.75	5.8	2376.60087		-0.8	13.15
11-12	5	2 048.75	5.7	2335.62499		-0.7	12.45
12-13	5	2 048.75	4.8	1966.8421	0.2		12.65
13-14	5	2 048.75	4.7	1925.86622	0.3		12.95
14-15	5	2 048.75	5.05	2069.28179	-0.05		12.9
15-16	5	2 048.75	5.3	2171.72148	-0.3		12.6
16-17	5	2 048.75	5.45	2233.1853	-0.45		12.15
17-18	5	2 048.75	5.05	2069.28179	-0.05		12.1
18-19	0	0.000	4.85	1987.33003		-4.85	7.25
19-20	0	0.000	4.5	1843.91447		-4.5	2.75
20-21	0	0.000	4.2	1720.98683		-4.2	-1.45
21-22	0	0.000	3.6	1475.13157		-3.6	-5.05
22-23	5	2 048.75	2.85	1167.81249	2.15		-2.9
23-24	5	2 048.75	2.1	860.493417	2.9		0
Total	100	40 975.877	100	40 975.877	/	/	/

Détermination du volume du réservoir du Chef-lieu de Baraki par la méthode graphique

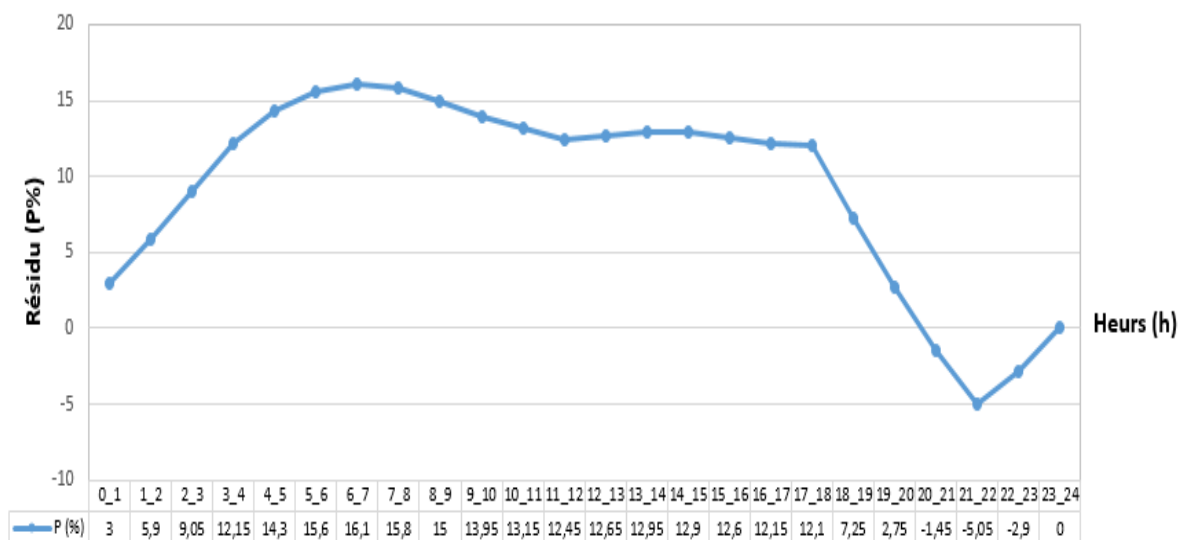


Figure (III.13) : La vérification du volume de réservoir R3 du Chef-lieu de Baraki

D'après les résultats du tableau (III.4) on a :

La valeur de P (%) est :

$$P_{\max} = 16.2| + |-5.05| = 21.15 \%,$$

On a:

$$Q_{\max,j} = 40\,975.877 \text{ m}^3/\text{j},$$

Alors :

$$V_u = (40\,975.877 \times 21.15) / 100 = 8\,666.398 \text{ m}^3,$$

$$V_T = 8\,666.398 + 120 = 8\,786.398 \text{ m}^3.$$

La capacité future du réservoir R3 du chef-lieu de Baraki est de **9 000 m³**

Le volume futur du réservoir final est 9 000 m³. La capacité du réservoir existant est insuffisante (1 500 m³), on propose de projeter un autre réservoir ayant un volume de 7 500 m³ jumelé avec l'ancien.

III.11.3 Dimensionnement du réservoir R4 de la zone Oued Adda

Le réservoir R4 d'Oued Adda est alimenté par refoulement, à partir de la station de reprise SR2, et assure une distribution gravitairement pour la population des différentes localités de la ville dont le nombre d'habitants est de l'ordre de 82 932 avec un débit de

$$Q_{\max,j} = 24\,722.603 \text{ m}^3 / \text{j} \text{ à l'horizon } 2050.$$

$$\beta_{\max} = 1.11, \alpha_{\max} = 1.3, K_{\max} = 1.45$$

Les résultats sont représentés dans le tableau (III.4) et la figure (III.15) ci-dessous :

Tableau (III.3) : Calcul de la capacité du réservoir R4 d'Oued Adda

Heure	Apport		Distribution		Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
	(%)	(m ³ /h)	(%)	(m ³ /h)			
0-1	5	1 236.13	2.00	494.452	3		3
1-2	5	1 236.13	2.10	519.175	29		5.9
2-3	5	1 236.13	1.85	457.368	3.15		9.05
3-4	5	1 236.13	1.90	469.729	3.1		12.15
4-5	5	1 236.13	2.85	704.594	2.15		14.3
5-6	5	1 236.13	3.70	914.736	1.3		15.6
6-7	5	1 236.13	4.50	1112.517	0.5		16.1
7-8	5	1 236.13	5.30	1310.298		-0.3	15.8
8-9	5	1 236.13	5.80	1433.911		-0.8	15
9-10	5	1 236.13	6.05	1495.717		-1.05	13.95
10-11	5	1 236.13	5.80	1433.911		-0.8	13.15
11-12	5	1 236.13	5.70	1409.188		-0.7	12.45
12-13	5	1 236.13	4.80	1186.685	0.2		12.65
13-14	5	1 236.13	4.70	1161.962	0.3		12.95
14-15	5	1 236.13	5.05	1248.491	-0.05		12.9
15-16	5	1 236.13	5.30	1310.298	-0.3		12.6
16-17	5	1 236.13	5.45	1347.382	-0.45		12.15

Tableau (III.3) : Calcul de la capacité du réservoir R4 d'Oued Adda (suite et fin)

Heure	Apport		Distribution		Surplus	Déficit	Résidu
	(%)	(m ³ /h)	(%)	(m ³ /h)	(%)	(%)	(%)
17-18	5	1 236.13	5.05	1248.491	-0.05		12.1
18-19	0	0	4.85	1199.046		-4.85	7.25
19-20	0	0	4.50	1112.517		-4.5	2.75
20-21	0	0	4.20	1038.349		-4.2	-1.45
21-22	0	0	3.60	890.014		-3.6	-5.05
22-23	5	1 236.13	2.85	704.594	2.15		-2.9
23-24	5	1 236.13	2.10	519.175	2.9		0
Total	100	24 722.603	100	24 722.603	/	/	/

Détermination du volume du réservoir d'Oued Adda par la méthode graphique

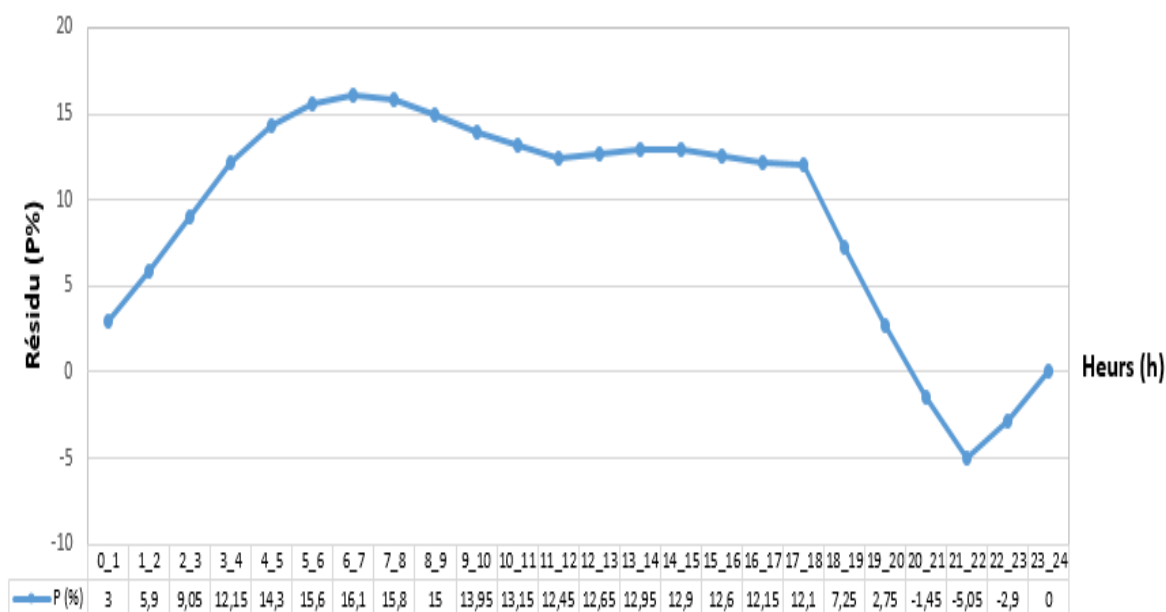


Figure (III.14) : La vérification du volume de réservoir R4 d'Oued Adda

D'après les résultats du tableau (III.4) on a :

La valeur de P (%) est :

$$P_{\max} = |16.2| + |-5.05| = 21.15 \%$$

On a :

$$Q_{\max,j} = 24\,722.603 \text{ m}^3/\text{j}$$

Alors :

$$V_u = (24\,722.603 \text{ m}^3 \times 21.15) / 100 = 5228.83 \text{ m}^3$$

$$V_T = 5228.83 + 120 = 5\,348.831 \text{ m}^3.$$

La capacité future du réservoir R4 d'Oued Adda est de **6 000 m³**.

Le volume futur du réservoir final est 6 000 m³. La capacité du réservoir existant est insuffisante (1 500 m³), on propose de projeter un autre réservoir ayant un volume de 4 500 m³ jumelé avec l'ancien.

III.12 Forme des réservoirs

En ce qui concerne la forme des réservoirs, on opte pour la forme circulaire. La hauteur de l'eau dans la cuve est comprise entre 3 et 6 m en moyenne, toutefois, les réservoirs de grande capacité dans les agglomérations importantes peuvent présenter des hauteurs d'eau comprises entre 7 et 10 m. Dans nos calculs, nous optons pour une hauteur de 4m.

A- Le diamètre D de la cuve

$$S_r = \frac{V_n}{h} \longrightarrow \frac{\pi \times D^2}{4} = \frac{V_n}{h} \longrightarrow D_c = \sqrt{\frac{4 \times V_n}{\pi \times h}} \quad (\text{III.6})$$

Avec :

- V_n : capacité normalisée du réservoir (m³) ;
- S_r : section du réservoir (m²),
- D_c : diamètre de la cuve (m),
- h : hauteur d'eau (m).

B- La hauteur de la réserve d'incendie (h_{inc})

$$h_{inc} = \frac{V_{inc}}{S_r} \quad (\text{III.7})$$

Les dimensions des différents réservoirs sont données dans le tableau (III.5) ci- dessous :

Tableau (III.4) : Tableau récapitulatif des différentes dimensions des réservoirs

Les zones	Réservoirs	Volume (m ³)	H (m)	D (m)	S _r (m ²)	h _{inc} (m)
Chef-Lieu de Baraki	R1 et R2	11 000	4	236.691	2750	0.044
	R3	9 000	4	214.095	2250	0.053
Oued Adda	R4	6 000	4	174.808	1500	0.08

III.13 Dimensionnement des stations de reprise

La station de reprise est un réservoir de petite dimension équipée d'une station de pompage permettant le refoulement d'un point bas vers le point le plus haut, leur dimensionnement sera déterminé selon le temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge, en général $t = (1/4)$ heure.

La station de reprise est dimensionnée par la formule suivante :

$$V_{sr} = Q_{max.j} \times t \quad (\text{III.8})$$

Avec :

- V_{sr} : Volume de la station de reprise (m^3) ;
- t : Temps nécessaires pour maintenir la crépine en charge ;
- $Q_{max,j}$: Débit maximum journalier (m^3/j).

III.13.1 Dimensionnement de la station de reprise SR1 du chef-lieu de Baraki

La station de reprise SR1 refoule un débit de $40\,975.877\ m^3/j$ entrant du réservoir R1 vers le réservoir R3 du chef-lieu de Baraki.

Donc :

$$Q_{max,j} = 0.474\ m^3/s$$

$$T = \frac{1}{4}\ d'heure = 900s$$

$$V_{sr1} = 0.474 \times 900 = 426.6m^3$$

On opte pour une station de reprise (SR1) d'un volume de **450m³**.

III.13.2 Dimensionnement de la station de reprise SR2 d'Oued Adda

La station de reprise (SR2) refoule un débit de $24\,722.603\ m^3/j$ entrant du réservoir R2 vers le réservoir R4 d'Oued Adda.

Donc :

$$Q_{max,j} = 0.286\ m^3/s$$

$$T = \frac{1}{4}\ d'heure = 900s$$

$$V_{sr1} = 0.286 \times 900 = 257.4m^3$$

On opte pour une station de reprise (SR2) d'un volume de **300m³**.

III.14 Conclusion

A partir des résultats obtenus, les capacités des réservoirs à l'horizon d'étude seront comme suit : les (03) réservoirs du chef-lieu de Baraki avec des capacités respectives de $11\,000\ m^3$ pour le réservoir (R1 et R2) et de $9\,000\ m^3$ pour le réservoir R3. Le réservoir R4 d'Oued Adda sera d'une capacité de $6\,000\ m^3$. Par ailleurs, les deux (02) stations de reprise auront dans l'ordre des capacités de $450\ m^3$ et de $300\ m^3$.

Après avoir effectué le dimensionnement des réservoirs et des stations de reprise, on intéressera au dimensionnement des conduites d'adduction qui assurent le transport des eaux du captage de Bentelha jusqu'aux deux réservoirs de distribution. Cette étude sera détaillée dans le chapitre suivant.



Chapitre VI :
Adduction

IV.1 Introduction

L'adduction d'eau regroupe les techniques permettant d'amener l'eau depuis les zones de captage (sources, forages, puits, barrage,...etc.) à travers un réseau de conduites jusqu'au point de stockage ou de distribution (réservoirs, bache d'eau, ...etc.). En fonction du relief de la région à alimenter on distingue trois types d'adduction, à savoir [7] :

- **Adduction par refoulement**

Le lieu de captage se situe à un niveau inférieur à celui du réservoir d'accumulation, ce qui nécessite l'emploi d'un système de pompage pour créer une pression dans les conduites du réseau d'adduction.

Le schéma d'adduction par refoulement est illustré dans la figure (IV.1) ci-dessous :

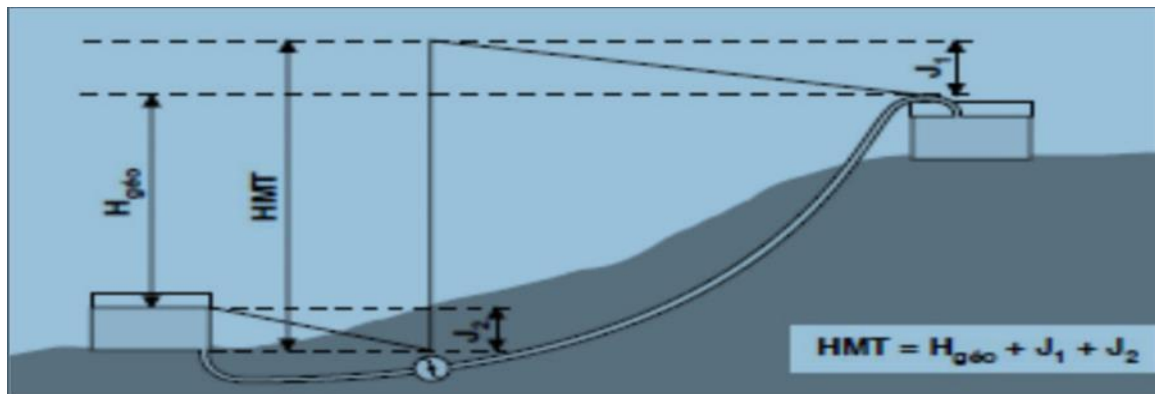


Figure (IV.1) : Adduction par refoulement [9]

- **Adduction gravitaire**

Le lieu de captage se situe à une altitude supérieure à celle du réservoir d'accumulation, ce qui fait intervenir la pesanteur seule dans l'écoulement des eaux dans les conduites du réseau d'adduction.

Le schéma d'adduction gravitaire est illustré dans la figure (IV.2) ci-dessous :

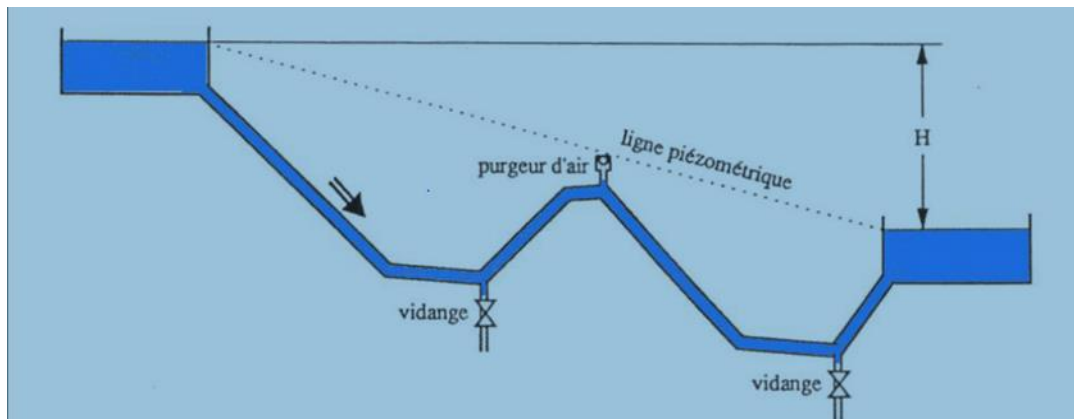


Figure (IV.2) : Adduction gravitaire [9]

- **Adduction mixte**

Lorsqu'un réservoir d'accumulation intermédiaire reçoit en premier temps une eau par refoulement et que dans un deuxième temps, cette eau est évacuée par gravité jusqu'à un réservoir situé plus bas, on parle ici d'adduction mixte.

IV.2 Choix du tracé de d'adduction

Le choix du tracé est une procédure délicate. En effet, il faudra prendre certaines précautions et respecter certaines conditions qui sont les suivantes [5] :

- Il est important de chercher un profil en long aussi régulier que possible, pour éliminer les contres pentes,
- En raison d'économie, le tracé doit être le plus court possible,
- Éviter les traversées d'oueds, les zones marécageuses, les routes, les voies ferrées autant que possible,
- Le tracé en plan tient compte de la réalisation du profil en long idéal, avec des coudes largement ouverts afin d'éviter les butées importantes.

IV.3 Choix du type de conduite

Le choix du type des conduites à utiliser repose sur certains critères qu'on doit respecter qui sont [5] :

- Le diamètre économique,
- La pression de l'eau,
- La nature de l'eau,
- La nature de terrain,
- La longueur des conduites,
- La disponibilité sur le marché.

Il existe différents types de conduites, selon le matériau constitutif, on distingue :

- Conduite en acier,
- Conduite en fonte ductile,
- Conduite en PVC (Chlorure de Polyvinyle),
- Conduite en PEHD (Polyéthylène Haute Densité).

Dans la présente, étude l'adduction se fera moyennant des conduites en fonte ductile, à cause de sa large gamme de diamètres pouvant aller jusqu'au 1400 mm.

Les avantages des conduites en fonte ductile sont [10]:

- Résistance aux pressions élevées, très rigides et solides,
- La fonte permet de supporter des pressions de service atteignant 40 bars pour les conduites ne dépassant pas 300 mm de diamètre, et 30 bars pour les tuyaux de

diamètre entre 350 et 600 mm, et 25 bars pour les tuyaux de diamètre 600 et 1 200 mm, et 16 bars pour 1 400 mm,

- Bonne résistance aux forces intérieures,
- Une longévité considérable, à condition qu'elles soient bien entretenues,
- Longue, ce qui diminue le nombre de raccordement et de joints,
- Disponible sur le marché national.

IV.4 Organes et accessoires de l'adduction

IV.4.1 Organes de section

Ils permettent l'isolement d'une partie de l'adduction en cas des travaux de réparation, ainsi que le réglage du débit. Nous citons :

- **Robinet vanne à opercule** : est une sorte de lentille épaisse qui s'abaisse ou s'élève verticalement à l'aide d'une vis tournant dans un écran fixé à la vanne (Figure (IV.3)),

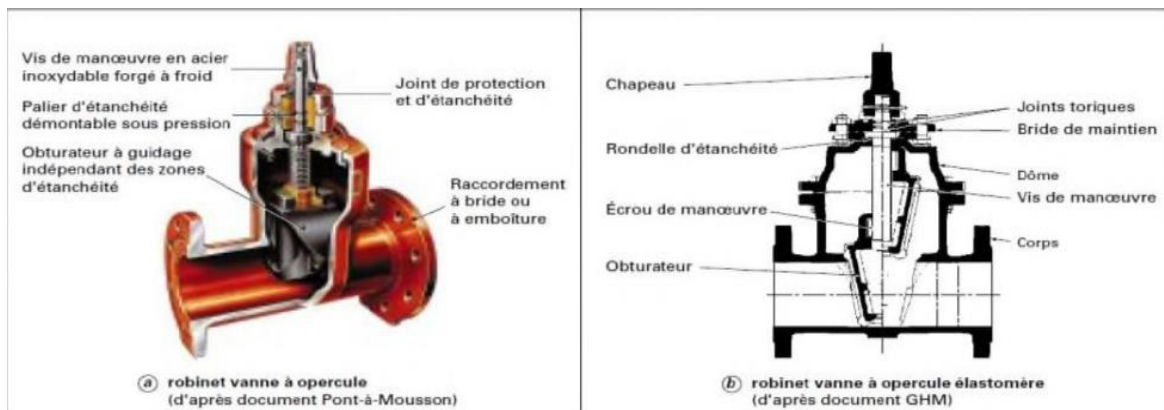


Figure (IV.3) : Robinet vanne à opercule [9]

- **Robinet vanne papillon** : est un élément de conduite traversé par un axe déporté entraînant, en rotation, un disque obturateur appelé papillon (Figure (IV.4))



Figure (IV.4) : Robinet vanne papillon [9]

IV.4.2 Organes de protection

Ils permettent la protection des conduites de divers phénomènes qui se traduisent au niveau des canalisations.

- **Ventouse** : sert à évacuer l'air contenu dans les conduites. Se placent aux points hauts des canalisations Figure ((IV.5)).

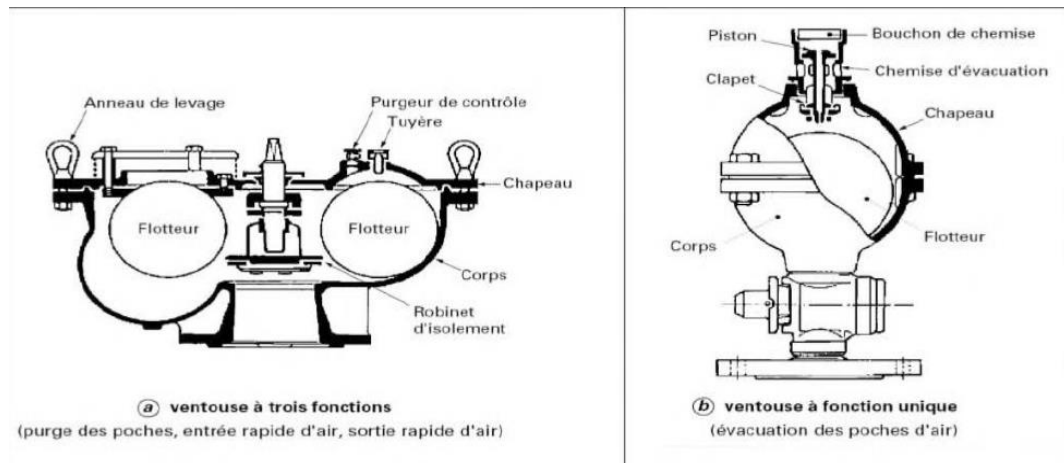


Figure (IV.5) : Ventouse [9]

- **Clapet** : destiné à assurer le passage de l'eau dans un certain sens et à l'arrêter dans le sens opposé Figure ((IV.6)).

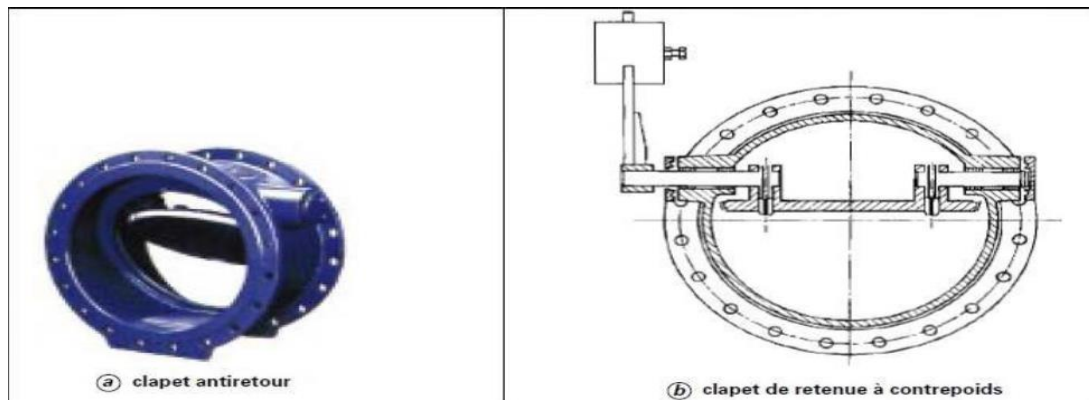


Figure (IV.6) : Clapet anti retour [9]

- **Vanne de vidange** : joue le même rôle que la ventouse, mais se place aux points bas des canalisations.

IV.4.3 Organes de régulation

Ils permettent la régulation du débit et de la pression en amont ou en aval. On citera :

- **Vanne de régulation du débit** : limite et stabilise le débit d'une valeur de consigne constante quelles que soient les variations de pression amont et aval,
- **Vanne de régulation de la pression amont** : maintient la pression amont à une valeur de consigne, quelles que soient les variations de pression et de débit à l'aval. La vanne règle en fait le débit pour assurer qu'à l'amont la pression reste suffisante. En réduisant le débit, on diminue la perte de charge et on augmente la pression. On obtient ainsi un compromis entre un minimum de pression à l'amont et un minimum de débit à l'aval,
- **Vanne de régulation de la pression aval** : son but est de fournir une pression à l'aval constante.

IV.4.4 Organes de branchement

Ce sont des pièces qui permettent de réaliser toutes les dispositions. On distingue :

- **Les coudes** : destinés pour le changement de direction,
- **Les tés** : raccordent la canalisation secondaire sur la canalisation principale,
- **Les cônes** : joignent des conduites de diamètres différentes.

IV.5 Profil en long d'une adduction

Le profil de l'adduction est une donnée indispensable pour visualiser le fonctionnement de l'adduction. Il peut être établi à partir d'un relevé de terrain.

IV.6 Etude technico-économique des conduites

Si on opte pour un grand diamètre, le prix de la canalisation sera élevé et les pertes de charge diminuent, ce qui nous permet d'économiser sur le prix de la pompe à utiliser et aussi sur le prix de l'énergie nécessaire au pompage. Par contre, si on adopte un petit diamètre on fait augmenter les pertes de charges, ce qui engendre plus de dépense sur l'énergie de pompage. Donc, on a un intérêt à choisir un diamètre « D » appelé « Diamètre économique » qui résulte d'un compromis entre les dépenses d'investissement et les dépenses d'exploitation [5]. Cependant la vitesse d'écoulement doit rester comprise entre 0,5 et 1,5 m/s.

Les paramètres qui interviennent dans les calculs des diamètres des conduites sont :

- Le débit : Q (m³/s),
- La vitesse : V (m/s),
- La perte de charge unitaire : J (m/ml),
- Le diamètre : D (m).

IV.6.1 Calcul du diamètre économique

Dans la pratique, le diamètre optimal est déterminé par rapport à une fourchette de vitesse à respecter [5].

- Pour les conduites de refoulement : ce diamètre est déterminé approximativement par les formules de Bonnin et Bress comme suit :

$$\text{➤ Formule de Bonnin : } \mathbf{D_{n1}} = \sqrt{\mathbf{Q}} \quad (\text{IV.1})$$

$$\text{➤ Formule de Bress : } \mathbf{D_{n2}} = \mathbf{1.5} \times \sqrt{\mathbf{Q}} \quad (\text{IV.2})$$

Où :

- $\mathbf{D_{n1,2}}$: Diamètre de la conduite (m).
- \mathbf{Q} : Débit véhiculé (m^3/s).

L'utilisation simultanée de ces deux relations fournit l'intervalle des diamètres optimaux.

IV.6.2 calcul de la vitesse

Tenant compte de l'équation de continuité, la vitesse est déterminée par l'expression suivante :

$$\mathbf{Q} = \mathbf{V} \times \mathbf{S} \longrightarrow \mathbf{V} = \frac{\mathbf{Q}}{\mathbf{S}} \quad (\text{IV.3})$$

On a:

$$\mathbf{S} = \frac{\pi \mathbf{D}^2}{4} \quad (\text{IV.4})$$

Donc :

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

Avec :

- \mathbf{V} : La vitesse de l'écoulement dans la conduite (m/s),
- \mathbf{Q} : Débit transitant dans la conduite en (m^3/s),
- \mathbf{D} : Diamètre de la conduite en (m).

IV.6.3 Calcul des pertes de charge

Les pertes de charge présentent une partie de l'énergie mécanique de l'eau qui se transforme en chaleur sous l'effet de frottement entre les particules de l'eau et les parois des canalisations, elles se présentent sous deux formes :

- Pertes de charge linéaires,
- Pertes de charge singulières.

IV.6.3.1 Pertes de charge linéaires

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

- Diamètre D de la conduite,
- Débit Q,
- La rugosité hydraulique K, exprimée en (mm),
- La longueur du tronçon L.

Elles sont déterminées par la formule de Darcy-Weisbach [11] :

$$\mathbf{H_L} = \mathbf{J} \times \mathbf{L} = \lambda \mathbf{L} \frac{\mathbf{V}^2}{2\mathbf{g}} \quad (\text{IV.6})$$

Avec :

- **H_L** : Les pertes de charge linéaires (m),
- **J** : Les pertes de charge unitaires (m/ml),
- **L** : La longueur de la conduite (m),
- **λ** : Le coefficient de frottement de Darcy, il caractérise l'écoulement ainsi que la nature de rugosité de la canalisation,
- **V** : La vitesse moyenne d'écoulement (m/s),
- **g** : Accélération de la pesanteur en (m/s²),
- **D** : Le diamètre de la conduite (m).

- *Calcul du coefficient de pertes de charge λ*

Pour déterminer le coefficient des pertes de charges (λ) aux différents régimes, on peut appliquer les formules suivantes, et pour plus de commodité λ est déterminé à partir de l'abaque de MOODY (annexe (12)).

➤ *Régime turbulent rugueux*

Il est donné par la formule de Nikuradzi [11]:

$$\lambda = (1.14 - 0.86 \times \ln(\frac{K}{D}))^{-2} \quad (\text{IV.7})$$

➤ *Régime de transition*

Il est donné par la formule de Colebrook [11]:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left[\frac{K}{3.71 \times D} + \frac{2.51}{\text{Re} \times \sqrt{\lambda}} \right] \quad (\text{IV.8})$$

Avec :

- **K** : La rugosité absolue, elle représente la hauteur moyenne des aspérités de la surface des parois en contact avec l'eau (m),

Pour la fonte ductile : K = 0.15 mm.

- **Re** : Le nombre de Reynolds donné par la formule suivante [11]:

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

Avec :

- ν : Viscosité cinématique de l'eau, donnée par la formule de Stocks [11]:

$$\nu = \frac{0.0178}{1+(0.0337 \times t)+(0.00022 \times t^2)} \quad (\text{IV.10})$$

- t : Température de l'eau en degré.

Pour: $t = 20^\circ\text{C}$; $\nu = 0.01 \text{ stocks} = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$.

Pour les conduites en fonte ductile : K est égale à 0.15 mm

La rugosité relative : c'est le rapport entre la rugosité K et le diamètre de la conduite D , elle est exprimée par (K/D) .

IV.6.3.2 Pertes de charge singulières

Les pertes de charge singulières H_s , sont celles occasionnées par des singularités (coudes, vannes,... etc). Elles sont estimées à 15 % des pertes de charge linéaires pour la fonte ductile [11]:

$$H_s = 0.15 \times H_L \quad (\text{IV.11})$$

Avec :

- H_s : Les pertes de charge singulières (m).

IV.6.3.3 Perte de charge totale

Les pertes de charge totales représentent la somme des deux pertes de charge H_s et H_L [11] :

- Pour la fonte : $H_t = H_L + H_s = 1.15 \times H_L$ (IV.12)

Avec :

- H_t : Les pertes de charge totales (m),

IV.7 Calcul hydraulique

IV.7.1 Calcul de la hauteur manométrique totale d'élévation (H_{mt})

Elle représente une hauteur d'élévation fictive qui résulte de la somme de la hauteur géométrique et des pertes de charge résultant de l'aspiration et du refoulement, elle est donnée par la relation suivante [11] :

$$H_{mt} = H_g + H_t \quad (\text{IV.13})$$

Avec :

- H_{mt} : La hauteur manométrique totale (m),
- H_g : La hauteur géométrique (m).

IV.7.2 Puissance absorbée par la pompe

C'est la puissance mécanique absorbée au niveau de l'arbre de la pompe. Elle est déterminée par la formule suivante [11]:

$$P_a = \frac{gQH_{mt}}{\eta} \quad (IV.14)$$

Avec :

- P_a : puissance absorbée par la pompe (KW),
- η : Le rendement de la pompe en (%), on prend $\eta = 70 \%$,
- Q : Le débit refoulé en (m^3/s),
- g : Accélération de la pesanteur en (m/s^2),
- H_{mt} : Hauteur manométrique totale (m).

IV.7.3 Energie consommée par la pompe

Elle est estimée par [11]:

$$E = P_a \times t \times 365 \quad (IV.15)$$

Avec :

- E : L'énergie consommée par la pompe (KWh),
- P_a : La puissance absorbée par la pompe (KW),
- t : Le temps de pompage par jour ($t=20h$).

IV.7.4 Frais d'exploitation

Ils se calculent comme suit [11]:

$$F_{exp} = E \times P_e \quad (IV.16)$$

Avec :

- F_{exp} : Les frais d'exploitation (DA),
- E : L'énergie consommée par la pompe (KWh),
- P_e : Le prix d'un KWh ($P_e = 4.67 \text{ DA/KWh}$).

IV.7.5 Frais d'amortissement

Ils se déterminent par l'expression suivante [11]:

$$F_{amo} = P_r \times A \times L \quad (IV.17)$$

Avec :

- F_{amo} : Les frais d'amortissement (DA),
- P_r : Le prix unitaire de la conduite en (DA/ml),
- A : L'amortissement annuel.

$$A = \left[\frac{i}{(i+1)^n} \right] + 1 \quad (\text{IV.18})$$

Avec:

- A : L'amortissement annuel,
- i : Le taux d'annuité (i = 8 %),
- n : Nombre d'années d'amortissement (n=30 ans).

IV.7.6 Calcul du bilan

Le bilan est calculé par la formule suivante [11]:

$$B_1 = F_{\text{exp}} + F_{\text{amo}} \quad (\text{IV.19})$$

Avec :

- **B₁** : Le bilan (DA),
- **F_{exp}** : Les frais d'exploitation (DA),
- **F_{amo}** : Les frais d'amortissement (DA).

IV.7.7 Prix des conduites

Les prix des conduites en fonte ductile sont représentés dans de tableau (IV.1) [10] :

Tableau (IV.1) : Les prix unitaires des conduites en fonte ductile

Diamètre intérieure (mm)	L'épaisseur (mm)	Pression normale	prix unitaire (DA)
100	4.8	40	2 800
125	4.8	40	3 000
150	5	40	3 300
200	5.4	40	3 800
250	5.8	40	5 750
300	6.2	40	6 500
350	7	30	8 750
400	7.8	30	11 000
450	7.8	30	15 300
500	7.8	30	19 600
600	7.8	30	20 300
700	8	25	24 000
800	8	25	29 700
900	8	25	38 100
1 100	8.2	25	52 000
1 200	8.2	25	59 000
1400	8.8	16	87 750

IV.8. Dimensionnement des différents tronçons de l'adduction

IV.8.1. Chaîne de refoulement des eaux de forages

IV.8.1.1. Tronçon (SP1-R1)

Le réservoir de stockage du chef-lieu de Baraki (R1) reçoit l'eau par refoulement à partir de la station de pompage de Bentelha (SP1). Les principales données de ce tronçon sont :

- Longueur : $L = 6 \text{ km} = 6\,000 \text{ m}$,
- Débit : $Q = 0.76 \text{ m}^3/\text{s}$,
- Hauteur géométrique : $H_g = 5.5 \text{ m}$.

$$H_g = \text{CTP (R1)} - \text{CR (SP1)} = 23.23 - 17.73 = 5.5 \text{ m}$$

D'après :

- Bonnin : $D_{n1} = 0.85 \text{ m}$,
- Bress : $D_{n2} = 1.28 \text{ m}$.

D'où, les diamètres nominalisés sont : 900 mm (PN40), 1 000 mm (PN40), 1 100 mm (PN40), 1 200 mm (PN40), 1 400 mm (PN16).

- **Calcul de la Hmt**

La variation de la Hmt en fonction des diamètres est donnée dans le tableau (IV.2) ci-dessous :

Tableau (IV.2) : Calcul de la Hmt du tronçon (SP1-R1)

D (m)	L (m)	V (m/s)	Re	λ	J	H_L (m)	H_s (m)	H_t (m)	Hmt (m)
0.9	6000	1.195	1 075 500	0.01345321	0.00097918	5.875	0.881	6.756	12.256
1	6000	0.967	968 000	0.01317483	0.00062791	3.775	0.566	4.342	9.842
1.1	6000	0.8	880 000	0.01293038	0.00042179	2.531	0.380	2.910	8.410
1.2	6000	0.672	806 400	0.01271311	0.00029261	1.756	0.263	2.019	7.519
1.4	6000	0.494	691 600	0.0123414	0.0001535	0.921	0.138	1.059	6.559

- **Calcul des frais d'exploitation**

Les frais d'exploitation sont donnés dans le tableau (IV.3) suivant :

Tableau (IV.3) : Calcul des frais d'exploitation du tronçon (SP1-R1)

D (m)	Pa (kw)	E (kwh)	Pe (DA/kwh)	Fexp (DA)
0.9	38 100	278 130 000	4.67	1 298 867 100
1	34 000	248 200 000	4.67	1 159 094 000
1.1	52 000	379 600 000	4.67	1 772 732 000
1.2	59 000	430 700 000	4.67	2 011 369 000
1.4	87 750	640 575 000	4.67	2 991 485 250

- **Calcul des frais d'amortissement**

Les frais d'amortissement sont donnés dans le tableau (IV.4) suivant :

Tableau (IV.4) : Calcul des frais d'amortissement du tronçon (SP1-R1)

D (m)	Pr (DA/ml)	L(m)	A	Famo (DA)
0.9	87 500	6000	1.008	529 200 000
1	11 000	6000	1.008	66 528 000
1.1	15 300	6000	1.008	92 534 400
1.2	19 600	6000	1.008	118 540 800
1.4	20 300	6000	1.008	122 774 400

- **Calcul du bilan**

Le tableau (IV.5) nous renseigne sur le bilan général en fonction des diamètres du tronçon (SP1-SR1).

Tableau (IV.5) : Calcul du bilan du tronçon (SP1-SR1)

D (m)	V (m/s)	F _{exp} (DA)	F _{amo} (DA)	Bilan (DA)
0.9	1.195	1 298 867 100	529 200 000	130 776 308
1	0.967	1 159 094 000	66 528 000	152 920 214
1.1	0.8	1 772 732 000	92 534 400	187 283 530
1.2	0.672	2 011 369 000	118 540 800	238 029 661
1.4	0.494	2 991 485 250	122 774 400	267 632 918

D'après le tableau (IV.5), on constate que le bilan minimal correspond au diamètre 1400 mm, seulement la vitesse est de 0.494 m/s, c'est vraiment limite-limite. Par conséquent et par mesure de sécurité, il est préférable d'opter pour le diamètre 1200 mm présentant une vitesse de 0.672 m/s, avec un bilan minimal de 238 029 661 DA.

IV.8.1.2. Tronçon (SR1 - R3)

Le réservoir de distribution d'eau du chef-lieu de Baraki (R3) reçoit l'eau par refoulement à partir de la station de reprise du chef-lieu de Baraki (SR1). Les principales données de ce tronçon sont :

- Longueur : $L = 0.9 \text{ km} = 900 \text{ m}$,
- Débit : $Q = 0,569 \text{ m}^3/\text{s}$,
- Hauteur géométrique : $H_g = 33.17 \text{ m}$.

$$H_g = \text{CTP (R1)} - \text{CR (SP1)} = 52 - 18.83 = 33.17 \text{ m}$$

D'après :

- Bonnin : $D_{n1} = 0.754 \text{ m}$,
- Bress : $D_{n2} = 1.131 \text{ m}$.

D'où, les diamètres nominalisés sont : 800 mm (PN40), 900 mm (PN40), 1 000 mm (PN40), 1 100 mm (PN40), 1 200 mm (PN40).

- **Calcul de la Hmt**

La variation de la Hmt en fonction des diamètres est donnée dans le tableau (IV.6) ci-dessous :

Tableau (IV.6) : Calcul de la Hmt du tronçon (SR1-R3)

D (m)	L (m)	V (m/s)	Re	λ	J	H_L (m)	H_s (m)	H_t (m)	H_{mt} (m)
0.8	900	1.132	905591.626	0.01377499	0.00089966	0.0194	0.003	0.026	33.196
0.9	900	0.894	804970.334	0.01345321	0.00054853	0.0173	0.003	0.026	33.196
1	900	0.724	724473.301	0.01317483	0.00035244	0.0157	0.002	0.025	33.195
1.1	900	0.599	658612.092	0.01293038	0.00023626	0.0144	0.002	0.024	33.194
1.2	900	0.503	603727.751	0.01271311	0.00016401	0.0134	0.002	0.024	33.194

- **Calcul des frais d'exploitation**

Les frais d'exploitation sont donnés dans le tableau (IV.7) suivant :

Tableau (IV.7) : Calcul des frais d'exploitation du tronçon (SR1-R3)

D (m)	Pa (kw)	E (kwh)	Pe (DA/kwh)	F exp (DA)
0.8	220.516	1609765.2	4.67	7517603.47
0.9	220.510	1609725.04	4.67	7517415.93
1	220.506	1609692.46	4.67	7517263.78
1.1	220.502	1609665.34	4.67	7517137.12
1.2	220.499	1609642.29	4.67	7517029.51

- **Calcul des frais d'amortissement**

Les frais d'amortissement sont donnés dans le tableau (IV.8) suivant :

Tableau (IV.8) : Calcul des frais d'amortissement du tronçon (SR1-R3)

D (m)	Pr (DA/ml)	L(m)	A	Famo(DA)
0.8	29700	900	1.008	26943840
0.9	38100	900	1.008	34564320
1	43000	900	1.008	39009600
1.1	52000	900	1.008	47174400
1.2	59000	900	1.008	53524800

- **Calcul du bilan**

Le tableau (IV.9) nous renseigne sur le bilan général en fonction des diamètres du tronçon (SR1-R3).

Tableau (IV.9) : Calcul du bilan du tronçon (SR1-R3)

D (m)	V (m/s)	F exp (DA)	Famo(DA)	Bilan (DA)
0.8	1.132	7512467.2	26943840	34461443.5
0.9	0.894	7512498.46	34564320	42081735.9
1	0.724	7512527.42	39009600	46526863.8
1.1	0.599	7512554.49	47174400	54691537.1
1,2	0.503	7512579.97	53524800	61041829.5

Selon le tableau (IV.9), le diamètre économique est celui de 1000 mm, avec un bilan minimal de 46526863,8 DA et une vitesse acceptable de 0.724 m/s.

IV.9.1.3. Tronçon (SR2- R4)

Le réservoir de distribution d'eau du chef-lieu de Baraki (R4) reçoit l'eau par refoulement à partir de la station de reprise du chef-lieu de Baraki (SR2). Les principales données de ce tronçon sont ci-dessous :

- Longueur : $L = 4 \text{ km} = 4\ 000 \text{ m}$,
- Débit : $Q = 0.343 \text{ m}^3/\text{s}$
- Hauteur géométrique : $H_g = 40.17 \text{ m}$.

$H_g = \text{CTP (R1)} - \text{CR (SP1)} = 59 - 18.83 = 40.17 \text{ m}$

D'après :

- Bonnin : $D_{n1} = 0.586 \text{ m}$,
- Bress : $D_{n2} = 0.879 \text{ m}$.

D'où, les diamètres nominalisés sont : 600 mm (PN40), 700 mm (PN40), 800 mm (PN40), 900 mm (PN40).

- **Calcul de la Hmt**

La variation de la Hmt en fonction des diamètres est donnée dans le tableau (IV.10) ci-dessous :

Tableau (IV.10) : Calcul de la Hmt du tronçon (SR2- R4)

D (m)	L (m)	V (m/s)	R_e	λ	J	H_L (m)	H_s (m)	H_t (m)	H_{mt} (m)
0.6	4 000	1.213	727868.606	0.01461121	0.00109595	4.384	0.658	5.041	45.211
0.7	4 000	0.891	623887.377	0.01415396	0.00057305	2.292	0.344	2.636	42.806
0.8	4 000	0.682	545901.455	0.01377499	0.00032692	1.308	0.196	1.504	41.674
0.9	4 000	0.539	485245.738	0.01345321	0.00019933	0.797	0.120	0.917	41.087

- **Calcul des frais d'exploitation**

Les frais d'exploitation sont donnés dans le tableau (IV.11) suivant :

Tableau (IV.11) : Calcul des frais d'exploitation du tronçon (SR2- R4)

D (m)	Pa (kw)	E (kwh)	Pe (DA/kwh)	F exp (DA)
0.6	217.327	1586483.7	4.67	7408878.89
0.7	205.764	1502079.99	4.67	7014713.55
0.8	200.322	1462350.11	4.67	6829175
0.9	197.501	1441754.62	4.67	6732994.07

- **Calcul des frais d'amortissement**

Les frais d'amortissement sont donnés dans le tableau (IV.12) suivant :

Tableau (IV.12) : Calcul des frais d'amortissement du tronçon (SR2- R4)

D (m)	Pr (DA/ml)	L(m)	A	Famo(DA)
0.6	217.327	4000	1.008	81849600
0.7	205.764	4000	1.008	96768000
0.8	200.322	4000	1.008	119750400
0.9	197.501	4000	1.008	153619200

- **Calcul du bilan**

Le tableau (IV.13) nous renseigne sur le bilan général en fonction des diamètres du Tronçon (SR2- R4).

Tableau (IV.13) : Calcul du bilan du tronçon (SR2- R4)

D (m)	V (m/s)	F exp (DA)	Famo (DA)	Bilan (DA)
0.6	1.213	7408878.89	81849600	89258478,9
0.7	0.891	7014713.55	96768000	103782714
0.8	0.682	6829175	119750400	126579575
0.9	0.539	6732994.07	153619200	160352194

Tenant compte des résultats du tableau (IV.13), le diamètre économique est celui de 800 mm avec une vitesse acceptable de 0.682 m/s et un bilan minimal de 126579575 DA.

Les diamètres économiques retenus pour la chaîne d'adduction étudiée sont regroupés dans le tableau (IV.22) suivant :

Tableau (IV.14) : Le récapitulatif des diamètres économiques

Tronçons	Longueur (m)	Vitesse (m/s)	Hmt (m)	Diamètre (mm)
(SP1-R1)	6 000	0.672	7.519	1 200
(SR1-R3)	4 000	0.724	33.17	1 000
(SR2-R4)	900	0.682	41.087	800

IV.9 Schéma d'adduction

Le schéma complet de l'adduction étudié, réservoirs et conduites, est illustré dans la figure (IV.7) ci-dessous.

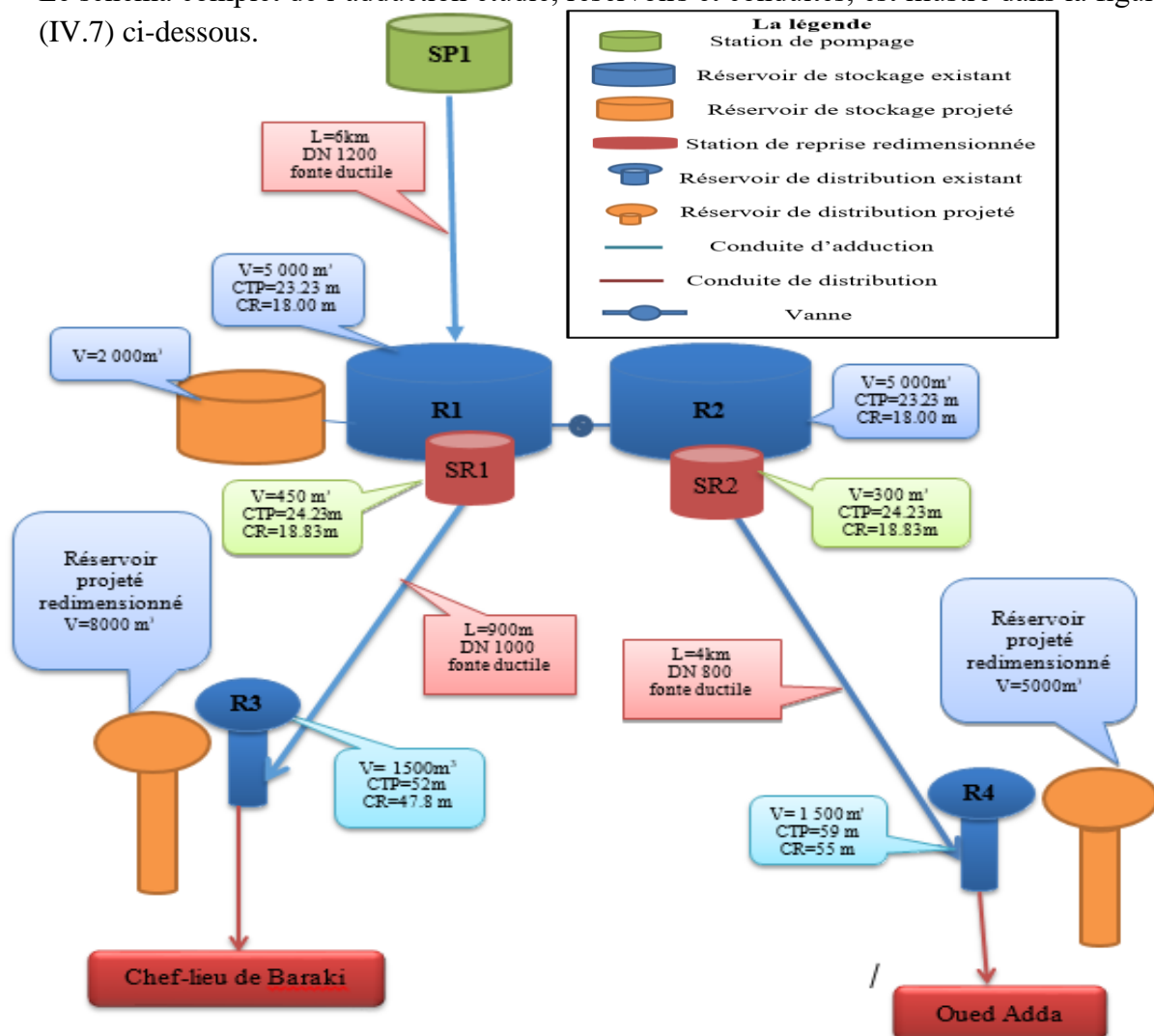
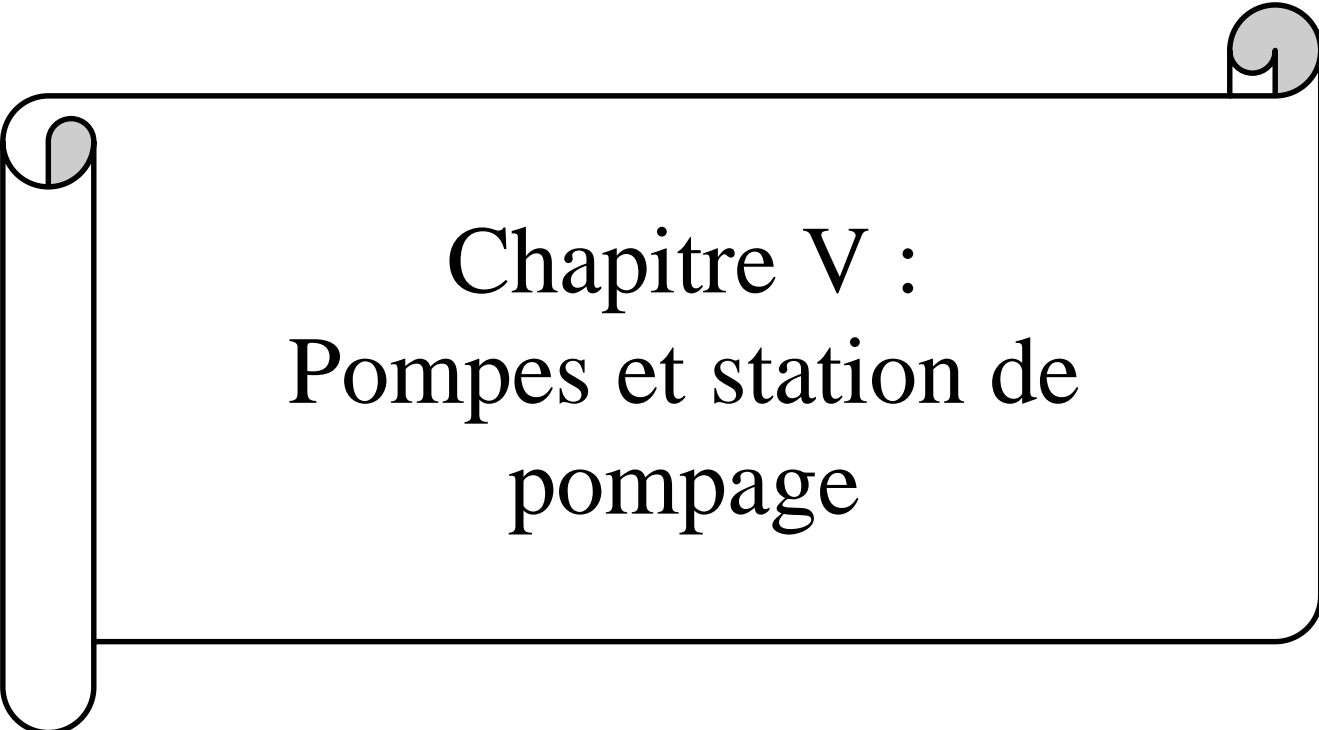


Figure (IV.7) : Schéma général de l'adduction étudié

IV.10 Conclusion

Dans ce chapitre, on a effectué une étude technico-économique afin de pouvoir dimensionner les conduites d'adduction (refoulement), le choix définitif des diamètres économiques a été fait sur la base de cette étude pour assurer une vitesse acceptable avec un bilan moins coûteux. Afin de les déterminer, on a calculé quelques paramètres, à savoir : la vitesse d'écoulement, les pertes de charges, l'énergie consommée et les frais d'exploitation. Ainsi, les diamètres économiques trouvés sont 1200 mm, 1000 mm et 800 mm, avec des vitesses acceptables respectivement de 0.672 m/s, 0.724 m/s et 0.682 m/s.

Après avoir dimensionné les conduites d'adduction, il est nécessaire de choisir les pompes adéquates qui répondent aux conditions de refoulement, ce qui sera l'objectif du chapitre suivant.



Chapitre V :
Pompes et station de
pompage

V.1 Introduction

La topographie de la zone du projet et le relief accidenté conditionne l'implantation des stations de pompage, ce qui nous amène à utiliser des pompes qui aspirent le fluide d'un point bas à basse pression pour le refouler vers un autre point plus haut plus grande pression. Le fonctionnement d'une pompe consiste à transformer l'énergie mécanique, de son moteur d'entraînement, en énergie hydraulique.

V.2 Eléments constitutifs d'une station de pompage

Une station de pompage est constituée en général de :

- Une bache de reprise devisée en deux pour des raisons de maintenance (nettoyage et éventuelles réparations) pour cela des vannes de sectionnements sont prévue.
- Une chambre des pompes et de moteurs dont le radier est située en contrebas de la bache de reprise.

V.3 Classification des pompes

Toutes les pompes sont divisées en deux classes principales et cela selon le mode de fonctionnement [5], on distingue :

- Les pompes volumétriques,
- Les turbo-pompes.

Les pompes centrifuges qui font partie de la famille des pompes dynamiques sont plus universellement utilisées. Le développement de ces dernières a été très rapide grâce au progrès réalisé dans l'emploi de la force motrice électrique, accouplées aux moteurs électriques, elles constituent des groupes légers, peu encombrants, peu coûteux et d'un très bon rendement.

V.3.1 Les pompes volumétriques

Le déplacement de fluide à l'intérieur de la pompe se fait par variation du volume. D'où, on distingue deux types [5] :

- Les pompes alternatives,
- Les pompes rotatives.

V.3.2 Les turbo-pompes

Le principe de fonctionnement des turbo-pompes consiste en un déplacement du liquide de l'aspiration vers le refoulement au moyen de l'élément actif de la pompe appelé « la roue » ou « rotor ». Les turbo-pompes sont généralement utilisées dans l'alimentation en eau potable et l'irrigation.

On peut classer les turbo-pompes selon les paramètres suivants [5] :

a) Selon le type de la roue

- Les pompes hélices (axiales),
- Les pompes centrifuges,
- Les pompes hélico-centrifuges.

b) Selon le nombre d'éléments disposés en série

- Les machines monocellulaires : contiennent une seule cellule comprennent une série d'aubes fixes, utilisées pour des pressions moyennes de 15 m à 100 m d'eau,
- Les machines multicellulaires : contiennent plusieurs cellules placées en série, le fluide qui rentre vas parcourir successivement chaque cellule, utilisées pour des hautes pressions atteignant plusieurs centaines de mètre.

c) Selon la disposition de l'axe de la pompe

- Les pompes axiales,
- Les pompes horizontales.

d) Selon la nature du fluide véhiculé

- Fluide compressible,
- Fluide incompressible.

e) Selon l'importance de la pression produite

- Basse pression,
- Moyenne pression,
- Haute pression.

V.4. Choix des pompes

Le choix du type de pompes à installer se fait de façon à [5]:

- Assurer le débit de refoulement et la hauteur manométrique totale,
- Assurer un rendement maximum,
- Une vitesse de rotation importante,
- Vérifier la condition de non cavitation,
- Puissance absorbée minimale,
- Réduire l'encombrement et poids le plus faibles de façon à répondre à la construction économique.

V.5 Les courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge

Les courbes qui caractérisent les pompes centrifuges et qui expriment leurs performances, pour une vitesse de rotation donnée, sont représentées dans la figure (V.1) ci-dessous.

V.5.1 La courbe hauteur-débit « $H=f(Q)$ »

Elle exprime les variations des différentes hauteurs d'élévation en fonction du débit.

V.5.2 La courbe rendement-débit « $\eta=f(Q)$ »

Cette courbe exprime la variation du rendement en fonction du débit.

V.5.3 La courbe des puissances absorbées-débit « $P_a=f(Q)$ »

Elle représente la variation des puissances absorbées en fonction du débit. Le schéma de la courbe des puissances absorbées est illustré dans la figure (V.1) ci-dessous.

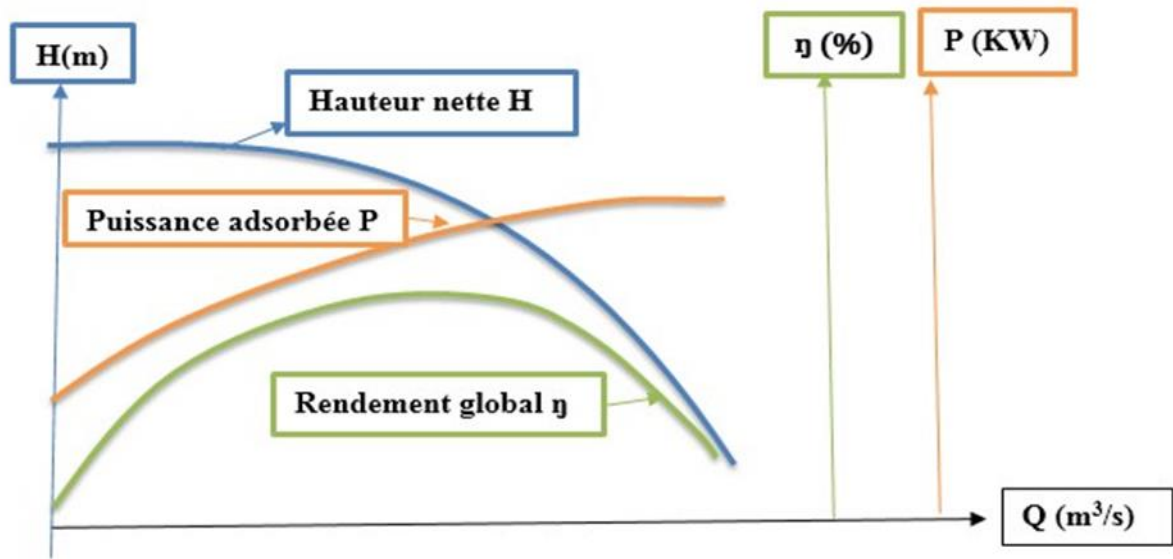


Figure (V.1) : Les courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge [9]

V.6 Le point de fonctionnement d'une pompe

Le point de fonctionnement du système pompe-conduite est déterminé par la comparaison des deux courbes caractéristiques suivantes :

- La courbe caractéristique Hauteur-débit de la pompe considérée,
- La courbe caractéristique de la conduite reliée à la pompe.

Le point de fonctionnement d'une pompe est celui où il y a égalité arithmétique pour un débit donné, entre la Hmt de la pompe d'une part et la hauteur géométrique augmentée des pertes de charge dans les conduites d'autre part.

Notons que la caractéristique de la conduite est déterminée par la formule suivante :

$$H_c = H_g + RQ^2 \quad (V.1)$$

Avec :

- H_g : La hauteur géométrique (m),

- R : Le coefficient qui caractérise la résistance de la conduite, il est déterminé comme suit :

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

Avec :

- D : Le diamètre de la conduite (m),
- L : La longueur de la conduite (m),
- g : L'accélération de la pesanteur ($g = 9.81$ m/s),
- λ : Le coefficient de frottement, qui dépend de la rugosité relative et du régime d'écoulement.

Le point de fonctionnement (P) est défini comme étant le point d'intersection de la courbe de la pompe « $H=f(Q)$ » avec la courbe caractéristique de la conduite « $H_c=f(Q)$ » comme représenté dans figure (V.2) ci-dessous :

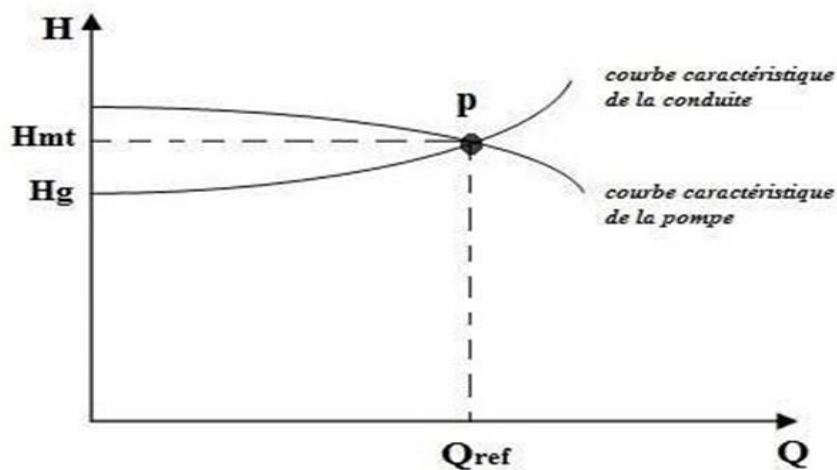


Figure (V.2) : Le point de fonctionnement de la pompe [9]

Lorsque le point de fonctionnement ne correspond pas avec le point désiré de coordonnées H et Q déjà définis, on sera dans l'obligation d'apporter des modifications afin d'adopter la pompe aux conditions de travail de notre projet et cela par un certain nombre de variante, qui sont :

V.6.1 Première variante : modification du temps de pompage

La méthode consiste à garder le point de fonctionnement obtenue, et on cherche le nouveau temps de pompage, tout en conservant le volume d'eau constant à l'aide de l'équation suivante :

- Le volume d'eau sera :

$$Q_1 \times T_1 = C_{ste} \quad (V.3)$$

- Ce même volume sera obtenu par le refoulement d'un débit Q' pendant un temps T' .
Donc on peut écrire :

$$Q_1 \times T_1 = Q' \times T' \quad (V.4)$$

D'où :

$$T' = \frac{Q_1 \times T_1}{Q'} \quad (V.5)$$

Avec :

- T' : Le nouveau temps de pompage,
- T_1 : Temps de pompage, pour notre cas c'est 20h,
- Q' : Le débit au point de fonctionnement après changement du temps de pompage,
- Q_1 : Le débit au point de fonctionnement désiré.

V.6.2 Deuxième variante : Régulation par étouffement

Cette méthode se fait en acceptant la caractéristique de la pompe $H = f(Q)$, et on vanne sur le refoulement pour créer des pertes de charge afin d'obtenir le débit désiré. La puissance absorbée sera :

$$P_a = \frac{g \times H'' \times Q_1}{\eta} \quad (V.6)$$

$$H'' = H_1 + h \quad (V.7)$$

Avec :

- H'' : La distance qui sépare le point de l'intersection de la verticale passant par le point désiré avec la courbe caractéristique de la pompe,
- H : La Perte de charge engendrée par le vannage (m),
- η : Le rendement (%),
- P_a : La puissance absorbée par la pompe,
- Q_1 : Le débit au point de fonctionnement désiré.

V.6.3 Troisième variante : Rognage de la roue

La méthode consiste à changer le diamètre de la roue en gardant la même vitesse de rotation, afin de ramener le point de fonctionnement obtenu au point voulu, et cela, en traçant une droite passant par l'origine et par le point (Q_1, H_1) de la conduite réseau, celle-ci coupe la courbe caractéristique de la pompe au point (Q_2, H_2) avant le rognage qui est le point homologue du point désiré. Cette modification sera suivant les lois ci-après :

$$\frac{Q_1}{Q_2} = \frac{H_1}{H_2} \quad (V.8)$$

Avec :

- Q_1 : Le débit au point de fonctionnement désiré,
- Q_2 : Le débit au point homologue du point désiré,
- H_1 : La hauteur au point de fonctionnement désiré,

- H_2 : La hauteur au point homologue du point désiré.

$$m = (Q_1/Q_2)^{1/2} = (H_1/H_2)^{1/2} \quad (\text{V.9})$$

- m : coefficient de rognage.

Le pourcentage de rognage sera de :

$$r = 1 - m \quad (\%) \quad (\text{V.10})$$

Cette méthode est très difficile à réaliser, elle nécessite une très grande précision.

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

La méthode c'est d'agir sur la vitesse de rotation (N) de la pompe, la diminution de cette dernière, entrainera la diminution du débit, ce qui engendrera la diminution de la puissance fournie à la pompe, on cherche alors la vitesse N' , donc on trace une parabole d'équation $H=a \times Q_2$ passant par l'origine et par le point $P_1 (Q_1, H_1)$ et coupe la courbe caractéristique de la pompe au point $P_3 (Q_3, H_3)$.

Dans cette méthode, la nouvelle vitesse de rotation sera :

$$N' = N \times \frac{Q_1}{Q_3} \quad (\text{V.11})$$

Et la puissance absorbée par la pompe sera :

$$P_a = \frac{gH_1Q_1}{\eta} \quad (\text{V.12})$$

Avec :

- N : La vitesse de rotation de la pompe (tr / min),
- N' : La nouvelle vitesse de rotation (tr / min),
- η : Le rendement (%),
- P_a : La puissance absorbée par la pompe,
- Q_1 : Le débit au point de fonctionnement désiré,
- Q_3 : Le débit au point homologue de P_1 .

V.7 Le couplage des pompes

Le couplage des pompes doit s'effectuer de la manière la plus économique possible en tenant compte des contraintes techniques. On distingue deux modes de couplages :

- Le couplage en série,
- Le couplage en parallèle.

V.7.1 Le couplage en série

Ce type de couplage est utilisé en vue de l'augmentation de la hauteur d'élévation des pompes pour un même débit qui les traversent. Le schéma du couplage en série est illustré dans la figure (V.3) ci-dessous.

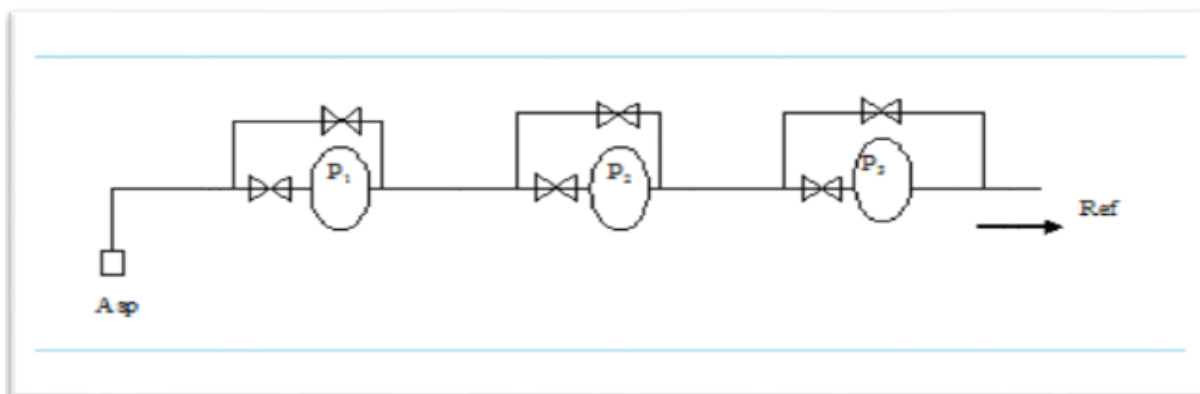


Figure (V.3) : Couplage en série d'une pompe centrifuge [8]

V.7.2 Le couplage en parallèle

Ce type de couplage est utilisé en vue de l'augmentation du débit refoulé par les pompes avec une même hauteur d'élévation. Le schéma du couplage en parallèle est illustré dans la figure (V.4) ci-dessous.

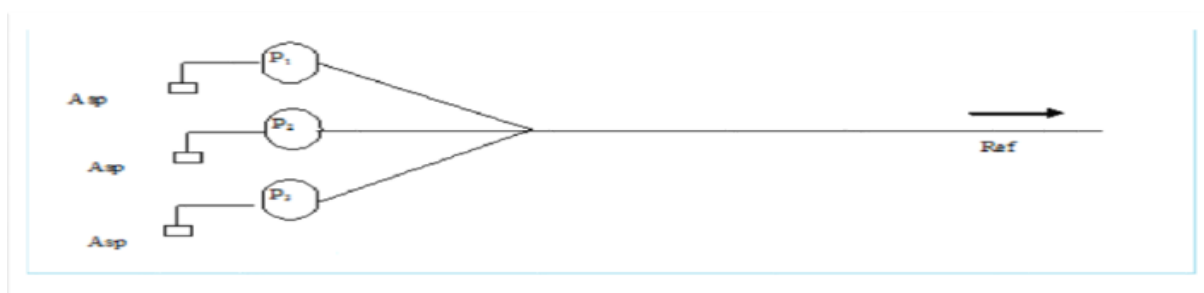


Figure (V.4) : Couplage en parallèle d'une pompe centrifuge [8].

V.8 Le phénomène de cavitation

La cavitation est un phénomène très bruyant engendré par la formation des poches d'air dans la zone de faibles pressions à l'entrée de la roue d'une pompe. Les bulles d'air sont dépressurisées par les aubes et implosent brusquement près des parois causant une chute des caractéristiques hydrauliques (le rendement, la hauteur manométrique), des instabilités, des vibrations et une forte érosion du métal [5].

Pour éviter tout phénomène de cavitation, la charge minimale disponible à l'aspiration (NPSHd) donnée par l'utilisateur doit être supérieure à la charge nette minimale à l'aspiration (NPSHr) donnée par le constructeur, ($NPSHd > NPSHr$), avec :

- La charge nette minimale à l'aspiration (NPSHr) est une hauteur minimale du liquide supposée, à sa température d'ébullition, nécessaire au-dessus de l'aspiration, pour empêcher la cavitation.
- La charge minimale disponible à l'aspiration (NPSHd) est une mesure permettant de quantifier la hauteur manométrique d'aspiration disponible pour éviter la

vaporisation au niveau le plus bas de la pression de la pompe, deux cas sont possibles :

- **Pour l'alimentation en charge**

Le schéma de l'alimentation en charge est illustré dans la figure (V.5) ci-dessous.

$$NPSH_d = \frac{P_0}{g \times \rho} + H_a - (J_a + T_v) \quad (V.13)$$

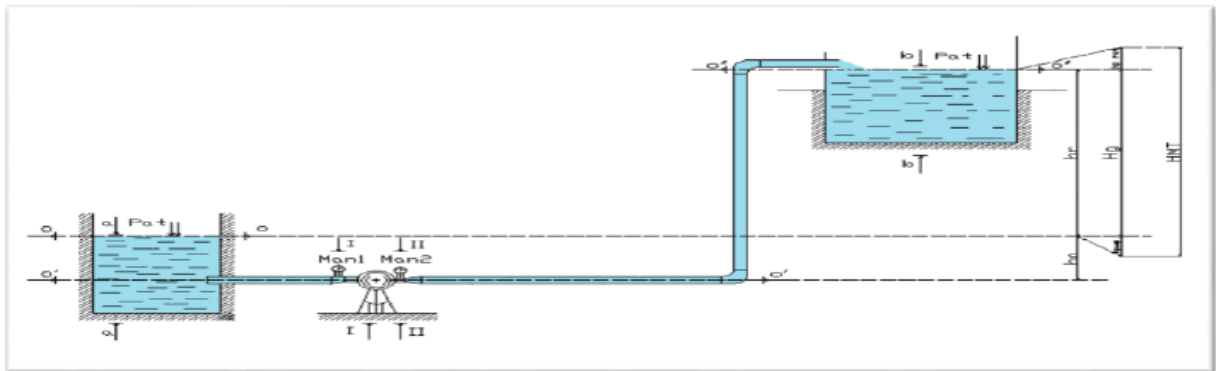


Figure (V.5) : Cas d'alimentation en charge [8]

- **Pour l'alimentation en dépression**

Le schéma de l'alimentation en dépression est illustré dans la figure (V.6) ci-dessous.

$$NPSH_d = \frac{P_0}{g \times \rho} - H_a - (J_a + T_v) \quad (V.14)$$

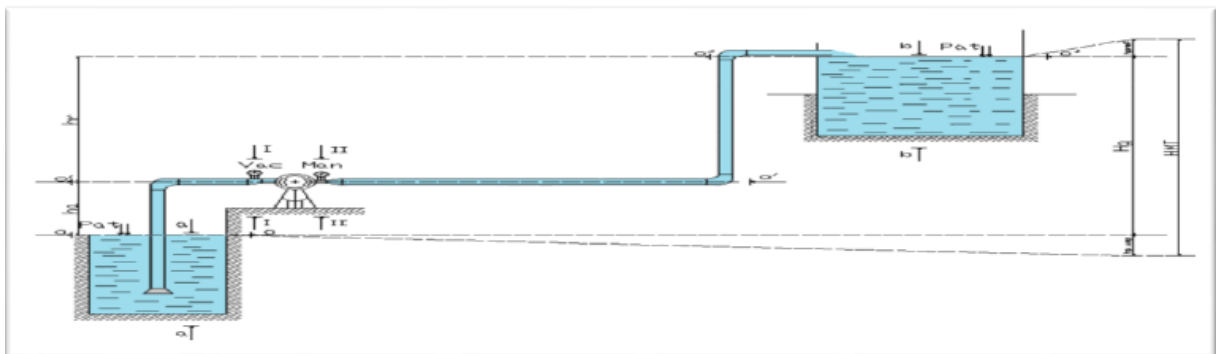


Figure (V.6) : Cas d'alimentation en dépression [8]

Avec :

$$\frac{P_0}{g \times \rho} = 10.33 - (0.0012 \times C_a) \quad (V.15)$$

D'où :

- H_a : La hauteur d'aspiration (m),
- J_a : Les pertes de charge à l'aspiration (m),

- $\frac{P_0}{g \times \rho}$: La Pression en mètre de colonne d'eau au point d'aspiration,
- C_a : La côte d'aspiration (m),
- T_v : La pression de vapeur maximal que l'air peut supporter à une température donnée (tableau (V.1)).

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

T(C₀)	0	4	10	20	30	40	50	60	70	80	100
T_v(m)	0.06	0.083	0.125	0.24	0.43	0.75	1.26	2.03	4.1	4.8	10.3

V.8.1 La puissance du moteur

Elle est donnée par :

$$P_m = 1.1 \times P_a \quad (V.16)$$

Avec :

- P_m : La puissance du moteur (KW),
- P_a : La puissance absorbée de la pompe (KW).

V.8.2 La puissance du poste transformateur

Elle est donnée par :

$$P_{trans} = \frac{P_m}{\cos(\varphi)} \quad (V.17)$$

Avec :

- P_{trans} : La puissance du poste transformateur (KW),
- P_m : La puissance du moteur (KW),
- $\cos(\varphi)$: Le facteur de puissance pris [0.80 ; 0.85].

Dans notre cas on prend : $\cos(\varphi) = 0.82$

V.9 Choix des pompes du projet

Pour le choix des pompes à installer sur les différents points de refoulement, nous utiliserons le catalogue numérique « CAPRARI ». Pour cela, il suffit d'introduire les caractéristiques requises de la pompe et on aura tout ce qui est disponible, à savoir, les caractéristiques de la pompe et le point de fonctionnement.

Les différentes pompes choisies le présent projet sont :

V.9.1 La station de pompage Bentelha (SP1)

V.9.1.1 Caractéristiques de la conduite

- Débit véhiculé : $Q = 0.76 \text{ m}^3/\text{s} = 2736 \text{ m}^3/\text{h}$,

- La hauteur géométrique : $H_g = 5.5 \text{ m}$,
- La hauteur manométrique total : $H_{mt} = 7.519 \text{ m}$.

V.9.1.2 Caractéristiques de la pompe

En consultant le catalogue numérique CAPRARI, on opte pour (04) pompes centrifuges multicellulaires en parallèles à axe horizontal de type (NC200-315), avec une pompe de secours et dont leurs caractéristiques sont :

- Vitesse de rotation : $N = 1450 \text{ tr/min}$,
- Le rendement : $\eta = 42.1 \%$,
- La puissance absorbée : $P_a = 148 \text{ KW}$,
- $NPSH_{(requis)} = 5.64 \text{ m}$,
- Le point de fonctionnement (816 l/s, 7.8 m),
- Le point désiré (760 l/s ; 7.512 m).

Les différentes courbes sont représentées dans la figure (V.7) ci-après :

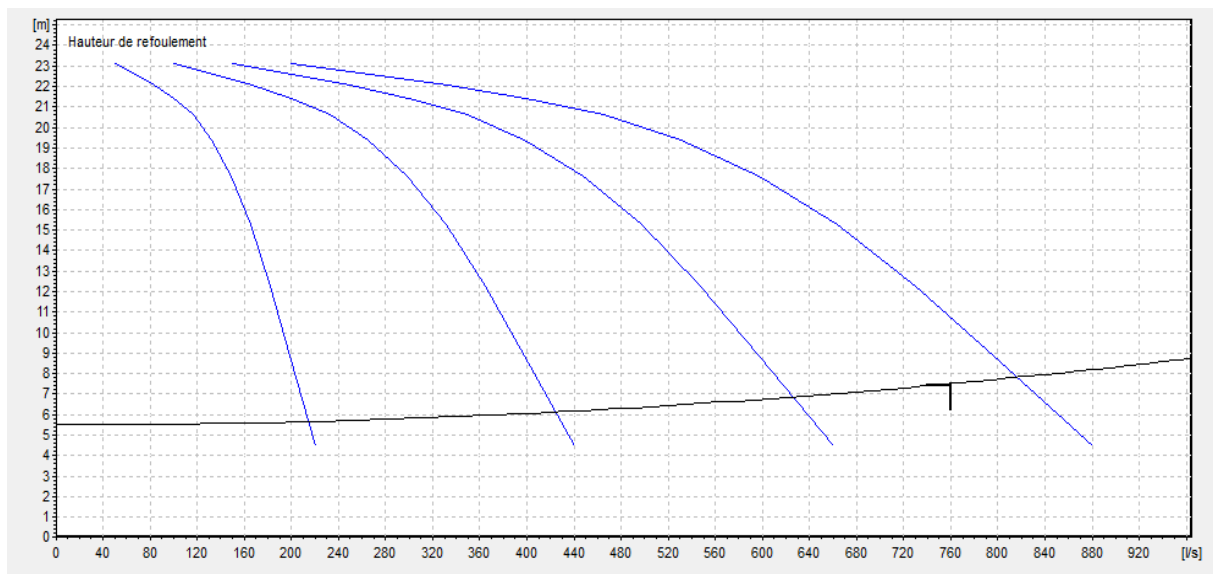


Figure (V.7) : Les courbes caractéristiques de la pompe SPI

On constate que le point de fonctionnement ne coïncide pas avec le point désiré, d'où nous devons le réaliser.

VI.9.2.1 Réalisation du point de fonctionnement

Dans le but d'optimiser la modification qui sera apportée au fonctionnement de la pompe, nous étudions chacune des variantes citées précédemment séparément, ensuite nous calculons le coût de chaque technique, et le meilleur compromis « faisabilité-coût » sera retenue.

➤ **1^{er} variante : modification du temps de pompage**

Afin d'adapter la pompe aux conditions de fonctionnement désirées, il y a lieu de varier le temps de pompage qui sera :

$$Q_1 \times T_1 = Q_2 \times T_2$$

D'où :

$$T_2 = (Q_1 \times T_1) / Q_2 = (0.76 \times 20) / (0.816) = 18.623 \text{ h}$$

Donc la pompe fonctionnera pendant 18h et 37.38 min.

- La puissance absorbée sera :

$$P_a = (g \times H' \times Q_2) / \eta = (9.81 \times 7.8 \times 0.816) / 0.421$$

D'où : $P_a = 148.31 \text{ KW}$

- Les frais d'exploitation seront :

$$F_{\text{exp}} = E \times p_e ; (e = 4.67 \text{ DA})$$

Avec :

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

D'où :

$$F_{\text{exp}} = 148.31 \times 18.623 \times 365 \times 4.67$$

D'où : $F_{\text{exp}} = 4707928.11694 \text{ DA}$

➤ **2^{eme} variante : Régulation par étouffement (le vannage)**

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

$$h = H' - H_1 = 7.8 - 7.512 = 0.288 \text{ m}$$

- La puissance absorbée sera :

$$P_a = (g \times H' \times Q_1) / \eta = (9.81 \times 7.8 \times 0.76) / (0.421)$$

$$P_a = 138.13 \text{ KW}$$

D'où :

- Les frais d'exploitation seront :

$$F_{\text{exp}} = E \times P_e = P_a \times t \times 365 \times P_e = 138.24 \times 20 \times 365 \times 4.67$$

D'où : $F_{\text{exp}} = 4708989.83 \text{ DA}$

➤ **3^{eme} variante : Rognage de la roue**

Le rognage de la roue est obtenu en gardant la même vitesse de rotation (N) et cela, en traçant une droite à partir de l'origine qui passe par le point désiré se trouvant sur la courbe

caractéristique de la conduite $P_1 (Q_1, H_1)$. Cette droite coupe ainsi la courbe caractéristique de la pompe au point (Q_2, H_2) , ce qui est illustré dans la figure (V.8) ci-après :

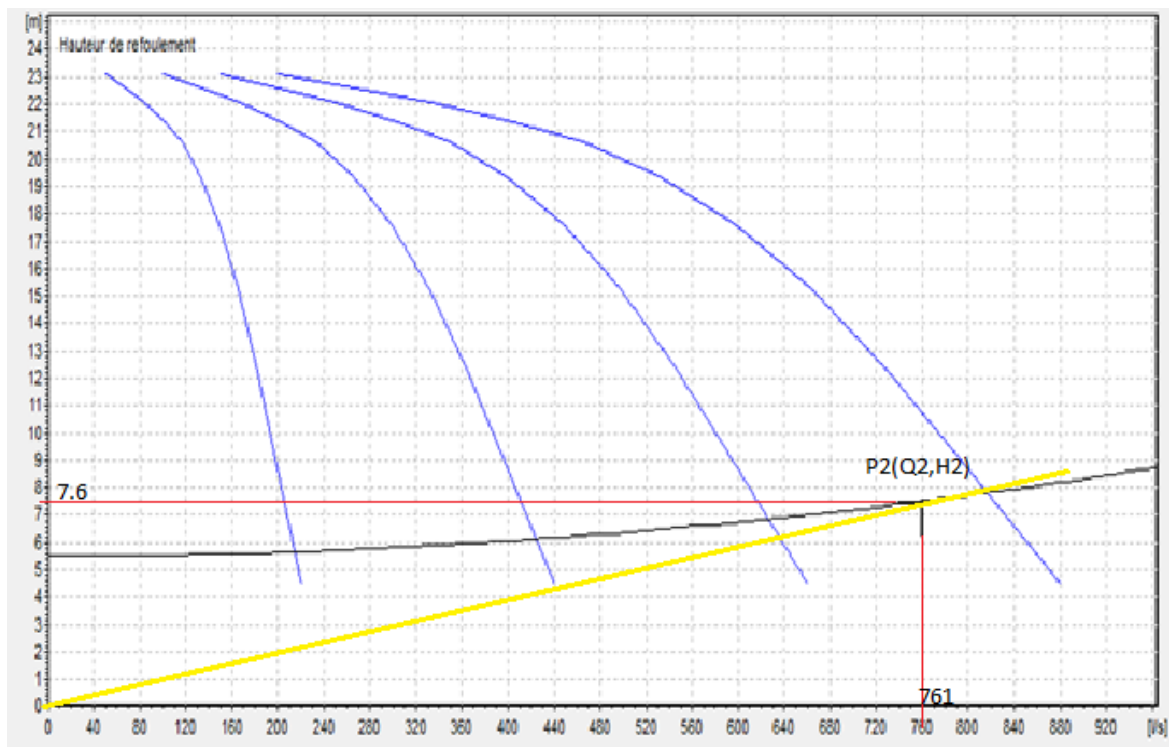


Figure (V.8) : La réalisation du point de fonctionnement de la pompe SP1 par rognage

D'après la figure (V.8) ci-dessus, on a :

$$Q_1 = 0.76 \text{ m}^3/\text{s};$$

$$Q_2 = 0.761 \text{ m}^3/\text{s};$$

$$H_1 = 7.512 \text{ m};$$

$$H_2 = 7.6 \text{ m}.$$

$$\text{D'où : } m = (Q_1 / Q_2)^{1/2} = (H_1 / H_2)^{1/2} = (0.76 / 0.761)^{1/2} = (7.512 / 7.6)^{1/2}$$

$$m = 0.99$$

$$R = 1 - 0.99 = 0.01\%$$

- La puissance absorbée sera :

$$P_a = (g \times H_1 \times Q_1) / \eta = (9.81 \times 7.512 \times 0.76) / (0.421)$$

D'où :

$$P_a = 128.96 \text{ KW}$$

- Les frais d'exploitation seront :

$$F_{\text{exp}} = E \times P_e = P_a \times t \times 365 \times P_e = 131.78 \times 20 \times 365 \times 4,67$$

$$\text{D'où : } F_{\text{exp}} = 4396375.36 \text{ DA}$$

➤ 4^{ème} variante : Modification de la vitesse de rotation de la pompe

La nouvelle vitesse de rotation de la pompe s'écrit comme suit :

$$N' = N \times \frac{Q_1}{Q_2} \text{ (tr/min)}$$

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

$$H_3 = \frac{H_1}{Q_1^2} \times Q^2$$

$$H_3 = 0.000013 \times Q^2$$

L'équation de la pompe est donnée comme suit : $H_p = a \times Q^2 + b$

Pour $\left\{ \begin{array}{l} Q=0 \text{ l/s, } H=23.4\text{m} \\ Q=816 \text{ l/s, } H=7.8 \text{ m} \end{array} \right.$

D'où : $7.8 = a \times (816)^2 + 23.4$; donc $a = - 0.0000234$

Ce qui donne : $H_p = - 0.0000234 Q^2 + 23.4$

Les résultats de calcul sont illustrés dans la le tableau (V.2) et la figure (V.9) ci-après :

Tableau (V.2) : La recherche du point homologue du point désiré de la pompe SPI

Q (l/s)	0	50	100	150	200	250	300	350	400	450
Hp	23.4	23.24	23.16	22.87	22.46	21.93	21.29	20.53	19.65	18.66
H=A*Q²	0	0.0325	0.13	0.29	0.52	0.81	1.17	1.59	2.08	2.63
Q (l/s)	500	550	600	650	700	750	800	850	900	950
Hp	17.55	16.32	14.97	13.51	11.93	10.23	8.42	6.49	4.44	2.28
H=A*Q²	3.25	3.93	4.68	5.49	6.37	7.31	8.32	9.39	10.53	11.73

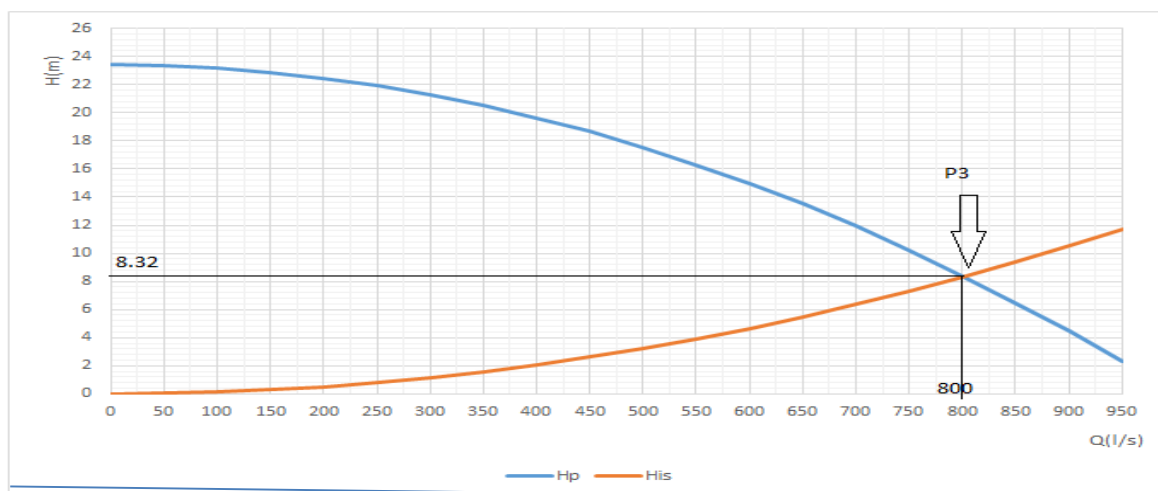


Figure (V.9) : La recherche graphique du point homologue du point désiré de la pompe (SPI)

La courbe isorendement de la figure (V.9) passe par le point P₃ (Q₃=800 l/s, H₃=8.32 m)

D'où :

$$N' = N_1 \times \frac{Q_1}{Q_2} = 1377.5 \text{ (tr/min)}$$

Donc la vitesse de rotation permettant de satisfaire le débit et la hauteur requise doit être égale à 1438,14 tr/min.

Avec :

$$N_1 = 1450 \text{ tr/min}$$

$$Q_1 = 0.76 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_3 = 0.8 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$N' = 1377.5 \text{ tr/min}$$

La puissance absorbée sera :

$$P_a = (g \times H_1 \times Q_1) / \eta = (9.81 \times 7.512 \times 0.76) / (0.421)$$

$$D'où : \quad P_a = 133.03 \text{ KW}$$

Les frais d'exploitation seront :

$$F_{\text{exp}} = E \times P_e = P_a \times t \times 365 \times P_e = 133.03 \times 20 \times 365 \times 4,67$$

$$D'où : \quad F_{\text{exp}} = 4535125.73 \text{ DA}$$

Remarque : Notre choix se portera sur la première variante qui est la modification du temps de pompage (24/24 heures), même si elle présente des frais d'exploitation élevés, mais dans la pratique c'est la méthode la plus réalisable.

- **Vérification de la cavitation**

- La côte du plan d'aspiration : C_a = 6.5 m,
- Hauteur d'aspiration : H_a = 1 m,
- Perte de charge de l'aspiration : J_a = 0 (négligeable),
- NPSH_r = 5.64 m.
- Calcul de la pression à la côte d'aspiration :

$$P_0 / (g \times \rho) = 10.33 - (0.0012 \times C_a) = 10.33 - (0.0012 \times 6.5) = 10.32 \text{ m}$$

$$\text{NPSH}_d = (P_0 / (g \times \rho)) + H_a - (J_a + T_v) = 10.32 + 1 - (0 + 0.24)$$

$$\text{NPSH}_d = 11.08 \text{ m}$$
 (NPSH_d > NPSH_r) : d'où la pompe est en dehors de la zone de cavitation.

- **La puissance du moteur**

$$P_m = 1.1 \times P_a = 1.1 \times 148.31 = 163.14 \text{ KW}$$

- **La puissance du poste transformateur**

$$P_{\text{trans}} = (P_m / \cos(\varphi)) = (163.14 / 0.82) = 198.95 \text{ KW}$$

V.9.2 La station de reprise chef-lieu de Baraki (SR1)

V.9.2.1 Caractéristiques de la conduite

- Débit véhiculé : $Q = 0.569 \text{ m}^3/\text{s} = 2\,048.794 \text{ m}^3/\text{h}$,
- La hauteur géométrique : $H_g = 33.195 \text{ m}$,
- La hauteur manométrique total : $H_{mt} = 33.17 \text{ m}$.

V.9.2.2 Caractéristiques de la pompe

En consultant le catalogue numérique CAPRARI, on opte pour (02) pompes centrifuges multicellulaires en parallèles à axe horizontal de type (NC200-400) avec une pompe de secours, et dont leurs caractéristiques sont :

- Vitesse de rotation : $N = 1450 \text{ tr/min}$,
- Le rendement : $\eta = 63.6\%$,
- La puissance absorbée : $P_a = 244 \text{ KW}$,
- $NPSH_{(requis)} = 5.45 \text{ m}$,
- Le point de fonctionnement ($0.474 \text{ m}^3/\text{s}$, 33.4 m),
- Le point désiré ($0.474 \text{ m}^3/\text{s}$, 33.423 m).

Les différentes courbes sont représentées dans la figure (V.10) ci-après :

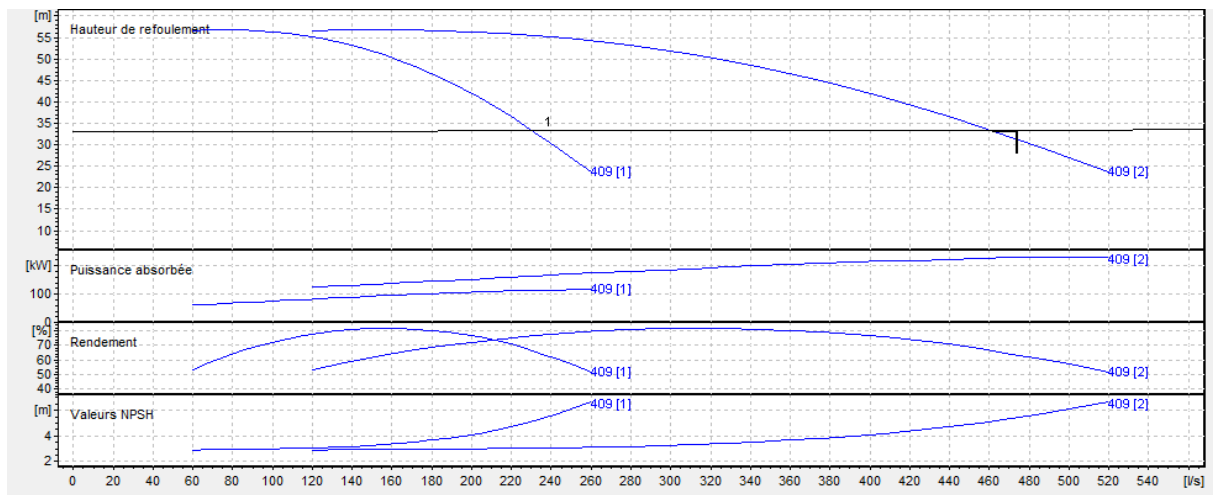


Figure (V.10) : Les courbes caractéristiques de la pompe SR1

On constate que le point de fonctionnement coïncide avec le point désiré.

- **Vérification de la cavitation**

- La côte du plan d'aspiration : $C_a = 34 \text{ m}$,
- Hauteur d'aspiration : $H_a = 1 \text{ m}$,

- Perte de charge de l'aspiration : $J_a=0$ (négligeable),
- $NPSH_r=5.45$ m.
- Calcul de la pression à la côte d'aspiration :
 $P_0 / (g \times \rho) = 10.33 - (0.0012 \times C_a) = 10.33 - (0.0012 \times 34) = 10.29$ m
 $NPSH_d = (P_0 / (g \times \rho)) + H_a - (J_a + T_v) = 10.29 + 1 - (0 + 0.24)$
 $NPSH_d = 11.049$ m
 $(NPSH_d > NPSH_r)$: d'où la pompe est en dehors de la zone de cavitation.

- **La puissance du moteur**

$$P_m = 1.1 \times P_a = 1.1 \times 244 = 268.4 \text{ KW}$$

- **La puissance du poste transformateur**

$$P_{trans} = (P_m / \cos(\varphi)) = (268.4 / 0.82) = 327.31 \text{ KW}$$

V.9.3 La station de reprise chef-lieu de Baraki (SR2)

V.9.3.1 Caractéristiques de la conduite

- Débit véhiculé : $Q = 0.343 \text{ m}^3/\text{s} = 1\,236.13 \text{ m}^3/\text{h}$,
- La hauteur géométrique : $H_g = 41.17$ m,
- La hauteur manométrique total : $H_{mt} = 41.674$ m.

V.9.3.2 Caractéristiques de la pompe

En consultant le catalogue numérique CAPRARI on opte pour (02) pompes centrifuges multicellulaires en parallèles à axe horizontal de type (NC250-400) avec une pompe de secours, et dont leurs caractéristiques sont :

- Vitesse de rotation : $N = 1450$ tr/min,
- Le rendement : $\eta = 73\%$,
- La puissance absorbée : $P_a = 165$ KW,
- $NPSH_{(requis)} = 1.27$ m,
- Le point de fonctionnement ($0.29 \text{ m}^3/\text{s}$, 41.3 m),
- Le point désiré ($0.286 \text{ m}^3/\text{s}$, 41.215).

Les différentes courbes sont représentées dans la figure (V.11) ci-après.

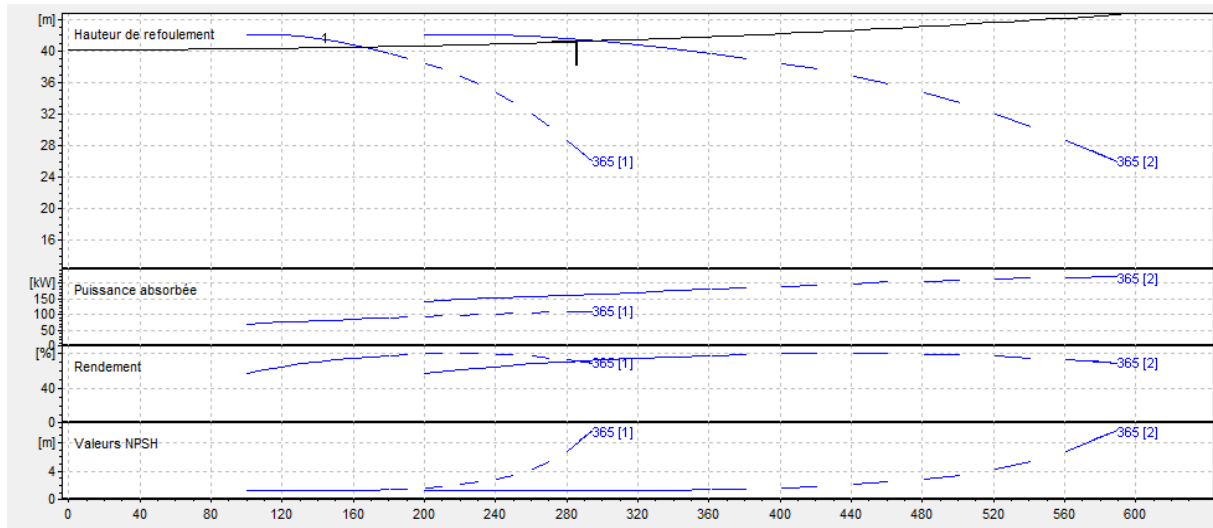


Figure (V.11) : Les courbes caractéristiques de la pompe SR 2

Le point de fonctionnement coïncide avec le point désiré.

- **Vérification de la cavitation**

- La cote du plan d'aspiration : $C_a = 41\text{m}$,
- Hauteur d'aspiration : $H_a = 1\text{ m}$,
- Perte de charge de l'aspiration : $J_a = 0$ (négligeable),
- $NPSH_r = 1.27\text{m}$.
- Calcul de la pression à la cote d'aspiration :
 $P_0 = 10.33 - (0.0012 \times C_a) = 10.33 - (0.0012 \times 41) = 10.28\text{m}$
 $NPSH_d = (P_0 / (g \times \rho)) + H_a - (J_a + T_v) = 10.28 + 1 - (0 + 0.24)$
 $NPSH_d = 11.04\text{ m}$
 $(NPSH_d > NPSH_r)$: d'où la pompe est en dehors de la zone de cavitation.

- **La puissance du moteur**

$$P_m = 1.1 \times P_a = 1.1 \times 165 = 181.5\text{ KW}$$

- **La puissance du poste transformateur**

$$P_{\text{trans}} = (P_m / \cos(\varphi)) = (181.5 / 0.82) = 221.34\text{ KW}$$

V.10 Conclusion

A travers ce chapitre, nous avons déterminé les pompes donnant le meilleur rendement à l'aide du catalogue numérique des pompes CAPRARI. Suite aux calculs des hauteurs manométriques totales et des débits désirés, nous avons opté pour des pompes multicellulaires à axe horizontal pour les trois stations de reprise SP1, SR1 et SR2. Pour le fonctionnement idéal du réseau nous, avons procédé à quelques modifications en étudiant les différentes variantes séparément comme cités auparavant, ceci a été fait pour les pompes de SP1. Nous avons terminé cette présente partie par une vérification de la présence ou non du phénomène de cavitation, un phénomène qui affecte considérablement les pompes.



Chapitre VI :
Protection contre le coup de
bélier

VI.1 Introduction

Les conduites d'adduction quelles que soient gravitaires ou par refoulement sont exposées au phénomène du coup de bélier résultant d'un écoulement non permanent dans les conduites, lors de variations importantes de débit en aval de celles-ci (conduites). Ce phénomène apparaît sous forme d'ondes de surpression et de dépression, qui provoquent des conséquences considérables dans les canalisations, telles que la rupture de canalisation et la détérioration d'appareils traversés par le fluide. Il est donc de toute première importance dans ce présent chapitre d'étudier le phénomène du coup de bélier et de présenter les moyens de protection contre les effets de ce dernier.

VI.2 Causes du coup de bélier

Les causes les plus fréquentes de ce phénomène sont les suivantes [4] :

- Arrêt brutal par disjonction inopinée d'un ou de plusieurs groupes de pompes alimentant une conduite de refoulement débitant dans un réservoir,
- Démarrage ou arrêt d'une pompe débitant dans une conduite déjà alimentée,
- Fermeture instantanée d'un robinet-vanne placé au bout d'une conduite d'adduction,
- Démarrage d'un groupe électropompe à vanne ouvert,
- Le remplissage ou la vidange d'un système d'AEP,
- La modification de la vitesse d'une pompe.

VI.3 Conséquence du coup de bélier

Les conséquences de ce phénomène sont les suivantes [4] :

- Déboitement des conduites,
- Détérioration des joints,
- Erosion des joints, rendant la conduite non étanche,
- Détérioration des revêtements intérieurs,
- Rupture de la conduite, éclatement dû à la surpression et l'écrasement qui est dû à la dépression.

VI.4 Les dispositifs de protection contre le coup de bélier

Afin de limiter les variations de la pression dans les conduites, les appareils anti-bélier devront avoir pour effet de limiter la dépression ainsi que la surpression à des valeurs acceptables.

Parmi ces moyens, on trouve [12]:

- Volant d'inertie,
- Soupapes de décharge,
- Les ventouses (les reniflards),
- Les cheminées d'équilibre,

- Les vannes à fermeture lente,
- Les réservoirs d'air.

VI.5 Définition des pressions

La pression est une notion physique fondamentale parfaitement définie comme étant le rapport d'une unité de force sur une unité de surface.

En hydraulique, la notion de pression est largement utilisée, mais elle est complexe car elle comprend plusieurs définitions selon les normes, dont certaines sont extraites de la norme EN805 [13]:

VI.5.1 Pression nominale

La Pression Nominale (PN) est la pression qui sert souvent dans le dimensionnement d'une canalisation. Cette valeur est exprimée en bar (pour l'élément de canalisation ou de robinetterie) comme étant la pression pour laquelle l'équipement est capable de supporter une pression sans défaillance et avec une sécurité convenable pendant un temps à une température donnée. Cette pression varie dans le temps et selon la température, il faut donc prendre beaucoup de précaution lorsque l'on utilise cette notion pour dimensionner un réseau. Lorsque des paramètres, connus ou mal connus, ajoutent leurs effets à ceux de la pression statique, la durée de vie de la canalisation risque de s'en trouver diminuée par rapport aux conditions de références normalisées.

VI.5.2 Pression statique

La pression statique (PS) est la pression supportée par le tuyau à débit nul. Cette pression est facile à définir lorsqu'il s'agit d'un simple refoulement sur un réservoir, particulièrement difficile à définir dans le cas d'un refoulement-distribution.

VI.5.3 Les pressions relatives au réseau

VI.5.3.1 Pression de calcul en régime permanent (PCRP)

Pression maximale de fonctionnement du réseau ou de la zone de pression, fixée par le projeteur en tenant compte des développements futurs mais sans tenir compte du coup de bélier.

VI.5.3.2 Pression maximale de calcul (PMC)

Pression maximale de fonctionnement du réseau, ou de la zone de pression, fixée par le concepteur, y compris le coup de bélier, compte tenu de développements futurs.

VI.5.3.3 Pression de fonctionnement

Pression interne qui s'exerce à un instant, ou un moment donné en un point déterminé du réseau d'alimentation en d'eau.

VI.5.3.4 Pression de service (PS)

Pression interne fournie au point de raccordement à l'installation du consommateur, à débit nul dans la conduite de branchement.

VI.5.3.5 Pression d'épreuve du réseau (PER)

Pression hydrostatique appliquée à une conduite nouvellement posée de façon à s'assurer de son intégrité et de son étanchéité.

VI.5.4 Les pressions relatives aux composants**VI.5.4.1 Pression de fonctionnement admissible (PFA)**

Pression hydrostatique maximale à laquelle un composant est capable de résister de façon permanente en service, $PFA \geq PCR$.

VI.5.4.2 Pression maximale admissible (PMA)

Pression dynamique maximale, y compris le coup de bélier, à laquelle un composant est capable de résister lorsqu'il y est soumis de façon intermittente en service, $PMA > PMC$.

Remarque :

En surpression : La PMA autorise un dépassement de 20 % de la pression de fonctionnement admissible pour les surpressions transitoires [10].

VI.5.4.3 Pression d'épreuve admissible (PEA)

Pression hydrostatique maximale à laquelle un composant nouvellement mis en œuvre est capable de résister pendant un laps de temps relativement court afin de s'assurer de l'intégrité et de l'étanchéité de la conduite, $PEA > PER$.

Les valeurs maximales de PFA, PMA et PEA des conduites en fonte ductile sont représentés dans annexe(13) [13].

VI.6 Valeurs numériques du coup de bélier

L'étude consiste à calculer les surpressions et les dépressions dans les différents tronçons des conduites de refoulement, et vérifier que ces valeurs ne dépassent pas la valeur de la pression maximale admissible PMA.

VI.6.1 Calcul de la célérité de l'onde

La célérité des ondes du coup de bélier est donnée par la formule d'Allievi [12]

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + K \times \frac{D_{int}}{e}}} \quad (VI.I)$$

- **a** : célérité des ondes (m/s),

- D_{int} : Diamètre intérieur de la conduite (m),
- e : Epaisseur de la conduite (m),
- K : Le coefficient dépendant du matériau constituant la canalisation, il est représenté dans le tableau (VI.1) ci-dessous.

Tableau (VI.1) : Le coefficient K des différents matériaux

Matériaux	Acier	Fonte ductile	Fonte grise	PEHD	Plomb et béton	PVC	Amiante ciment
Valeur de K	0.5	0.6	1	83	5	33	4

VI.6.2 Cas de fermeture brusque

La fermeture brusque est caractérisée par un temps T_f , tel que :

$$T_f < \frac{2 \times L}{a} \quad (VI.2)$$

La valeur maximale du coup de bélier est :

$$B = \frac{a \times V_0}{g} \quad (VI.3)$$

Avec :

- B : La valeur du coup de bélier (m),
- V_0 : La vitesse de l'eau dans la conduite en régime normal (m/s).
- g : Accélération de la pesanteur ($g = 9.81 \text{ m}^2/\text{s}$).

➤ La valeur maximale de la pression-surpression (H_s) est [11] :

$$H_s = H_0 + B \quad (VI.4)$$

➤ La valeur minimale de la pression-dépression (H_d) est [11] :

$$H_d = H_0 - B \quad (VI.5)$$

Où :

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

$$H_0 = H_g + 10 \quad (VI.6)$$

Avec :

- H_g : Hauteur géométrique de refoulement,
- 10 : Pression atmosphérique,

VI.6.3 Cas de fermeture lente

La fermeture lente est caractérisée par un temps T_f tel que [11] :

$$T_f > \frac{2 \times L}{a} \quad (\text{VI.7})$$

La valeur maximale du coup de bélier sera calculée par la formule de Michaud [11] :

$$B = 2 \times L \times \frac{V_0}{g \times T_f} \quad (\text{VI.8})$$

Remarque :

Le coup de bélier est plus important dans le cas d'une fermeture brusque que celui de fermeture lente, c'est pour cela que dans notre étude on considérera le cas le plus défavorable, c'est-à-dire la fermeture brusque.

VI.7 Calcul du coup de bélier pour les différents tronçons

Les valeurs numériques de surpression et de dépression du coup de bélier pour es trois tronçons de refoulement de l'adduction étudiée sont représentées dans le tableau (VI.2) suivant :

Tableau (VI.2) : Le calcul de la valeur maximale du coup de bélier pour les différents tronçons

Tronçons	Caractéristiques de la conduite				H_g (m)	H_0	a	B	H_s	H_d	PN (bar)
	D (m)	L (m)	e (m)	V_0 (m/s)							
SP1-R1	1.2	6 000	0.0082	0.672	5.5	15.5	848.591	58.13	73.63	-42.63	25
SR1-R3	1	900	0.0082	0.604	33.17	43.17	898.254	55.305	98.475	-12.135	25
SR2-R4	0.8	4 000	0.0088	0.569	40.17	50.17	976.209	56.622	106.792	-6.452	25

Les résultats de calcul des valeurs du coup de bélier montrent, d'un d'une part, que les surpressions sont dans les limites très acceptables, elles ne dépassent pas les la pression nominale de 25 bars (250 m), et ceci pour les trois tronçons (SP1-R1, SR1-R3 et SR2-R4) ; et d'autres part, les valeurs des dépressions sont vraiment critiques, elles sont négatives dans les trois tronçons.

Ainsi, si du côté surpression il n'y a aucune contrainte, malheureusement les dépressions trouvées présentent un risque majeur pour l'installation. Par conséquent, il est plus que nécessaire de faire une protection contre le phénomène du coup de bélier. Dans ce sens, on opte pour une protection via des réservoirs d'air, qui permettent de protéger les installations hydrauliques d'alimentation en eau potable contre les dépressions.

VI.8 Protection des conduites contre le coup de bélier

Pour le dimensionnement d'un réservoir anti-bélier, on distingue deux méthodes, à savoir :

➤ **Méthode de Vibert**

Cette méthode est connue sous l'appellation, calcul simplifiée d'un réservoir d'air.

➤ **Méthode de Bergeron**

Cette méthode est appelée, calcul normal d'un réservoir d'air, elle est plus complète que la précédente, car elle fait intervenir l'effet des pertes de charge.

La procédure de calcul du réservoir d'air selon la méthode de Bergeron se présente comme suit [12] :

VI.8.1 Calcul de la variation du volume d'air

La variation du volume d'air du réservoir est exprimée par le volume correspondant de l'eau que ce réservoir écoule vers la conduite ou reçoit de la conduite au cours du régime transitoire, il s'agit du volume qui circule dans la conduite de refoulement de section «S» pendant un temps « T » d'un aller-retour de l'onde et avec une vitesse moyenne «Vm» considérée comme étant la moyenne arithmétique des vitesses au début et à la fin de T.

Donc :

$$\Delta U = T \times S \times V_m \quad (\text{VI.9})$$

La durée d'un aller-retour de l'onde est :

$$T_f = \frac{2 \times L}{a} \quad (\text{VI.10})$$

La vitesse moyenne est donnée comme suite

$$V_m = \frac{V_0 + V_f}{2} \quad (\text{V.11})$$

Avec :

- **V₀** : Vitesse du régime d'écoulement dans la conduite avant la disjonction,
- **V_f** : Vitesse finale choisie à la fin de T.

VI.8.2 Calcul du volume d'air du réservoir

Le volume d'air du réservoir se calcul selon les relations suivantes :

➤ **Quand l'eau monte**

$$U = U_0 + \Delta U \quad (\text{V.12})$$

➤ **Quand l'eau descend**

$$U = U_0 - \Delta U \quad (\text{V.13})$$

Avec :

- U : Nouveau volume de l'air,
- U_0 : Volume d'air initial,
- ΔU : La valeur de la variation du volume d'air.

VI.8.3 Calcul de la pression dans le réservoir d'air

Dans le réservoir, la nouvelle pression sera déterminée comme suit :

$$(H_0 + \delta_0) \times U_0^{1.4} = Z \times U^{1.4} \quad (\text{V.14})$$

$$Z = \frac{(H_0 + \delta_0) \times U_0^{1.4}}{U^{1.4}} \quad (\text{V.15})$$

Où :

$$H_0 = H_g + 10$$

Avec :

- δ_0 : Perte de charge dans la conduite en régime de fonctionnement normal,
- H_0 : Pression absolue,
- U : Nouveau volume de l'air,
- Z : Pression dans le réservoir d'air.

Un choix doit être fait pour l'organe d'étranglement. Il existe différents types, dont :

- Tuyère,
- Clapet battant percé.

On opte dans notre cas pour la tuyère qui est la plus utilisée dans les réservoirs d'air.

VI.8.4 Détermination de la vitesse dans la tubulure de branchement

VI.8.4.1 Cas de la montée de l'eau

La figure (VI.1) représente les caractéristiques de l'écoulement de l'eau lorsqu'il se dirige vers la conduite de refoulement.

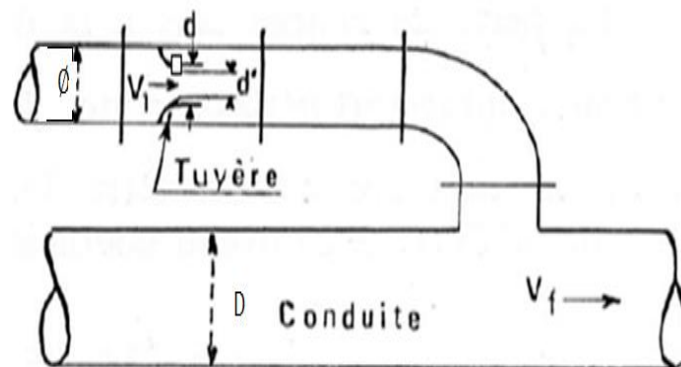


Figure (VI.1): L'eau du réservoir se dirige vers la conduite de refoulement [12]

- Le diamètre de la tubulure sera pris approximativement :

$$\varnothing = \frac{D}{2} \quad (\text{VI.16})$$

Avec :

- \varnothing : Le diamètre de la tubulure (m),
- D : Le diamètre de la conduite de refoulement (m).

A la montée de l'eau dans le réservoir, la tuyère à un coefficient de débit de l'ordre de 0.92, le rapport des vitesses (V_1/V_f) est égale au rapport inverse des carrés des diamètres.

$$\frac{v_1}{v_f} = \frac{D^2}{d'^2} = \frac{D^2}{(0.92 \times d)^2} = K' \quad (\text{VI.17})$$

Avec :

- **D**: Diamètre de la conduite (m),
- **d'**: Diamètre de la veine liquide contractée dans la tuyère (m),
- **K'**: Le coefficient de rapport de vitesse,
- **V₁** : Vitesse de l'eau dans la tuyère (m/s),
- **V_f** : La vitesse finale choisie (m/s).

- Le diamètre contracté de la tuyère est :

$$d' = 0.92 \times d \quad (\text{VI.18})$$

Avec :

- **d** : Diamètre de la tuyère (m).

Le diamètre de la tuyère (d) sera pris de telle sorte que K' soit compris entre 15 et 20.

$$15 < \frac{V_1}{V_f} > 20 \quad (\text{VI.19})$$

Par conséquent :

$$V_1 = K' \times V_f \quad (\text{VI.13})$$

VI.8.4.2 Cas de la descente de l'eau

La figure (VI.2) représente les caractéristiques de l'écoulement de l'eau lorsqu'il revient dans le réservoir.

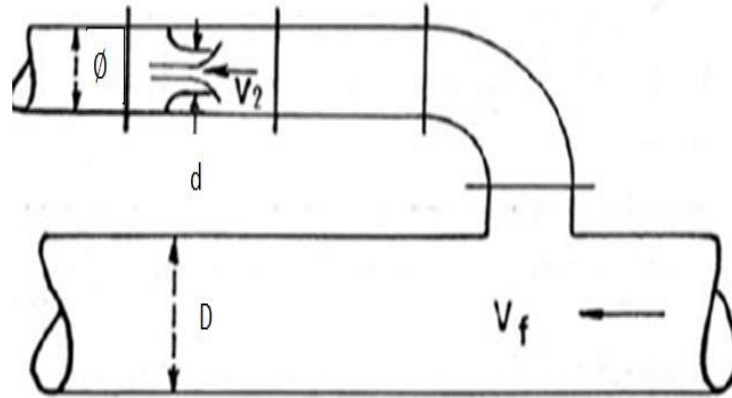


Figure (VI.2): L'eau revient dans le réservoir d'air [12]

Le rapport des vitesses sera égal au rapport inverse des sections :

$$\frac{v_1}{v_f} = \frac{(\pi \times D^2)/4}{0.5 \times (\pi \times d^2)/4} = 2 \times \frac{D^2}{d^2} = K'' \quad (\text{VI.20})$$

Généralement (K'') est lié à (K'). Il peut être établi facilement que (K'') est environ égal à 1.7 (K').

Par conséquent :

$$v_2 = K'' \times v_f \quad (\text{VI.21})$$

VI.8.5 Calcul des pertes de charge dans la tuyère

VI.8.5.1 Cas de la montée de l'eau

La perte de charge ΔH_1 à la montée de l'eau s'évalue en fonction du rapport (m') de la section de la veine contractée (diamètre d') et la tubulure (diamètre \emptyset).

$$m' = \frac{d'^2}{\emptyset^2} \quad (\text{VI.22})$$

La perte de charge à la montée se détermine par la formule suivante :

$$\Delta H_1 = \frac{c \times v_1^2}{2 \times g} \quad (\text{VI.23})$$

Avec :

- C : Coefficient de pertes de charge (cas de montée de l'eau) dans la tuyère déterminé d'après l'abaque se trouvant dans l'annexe (14).

VI.8.5.2 Cas de la descente de l'eau

Lors de la descente, la tuyère agit comme un ajutage rentrant de Borda avec un coefficient de contraction de 0.5.

$$m' = 0.5 \times \frac{d^2}{\emptyset^2} \quad (\text{VI.24})$$

La perte de charge à la descente est donnée par la relation ci-dessous :

$$\Delta H_2 = \frac{C' \times V_2^2}{2 \times g} \quad (\text{VI.25})$$

Avec :

- V_2 : Vitesse de l'eau dans la tuyère (cas de la descente) en (m/s),
- C' : Coefficient de pertes de charge (cas de descente de l'eau) dans la tuyère déterminé d'après l'abaque se trouvant dans l'annexe (14).

VI.8.6 Calcul de la pression absolue dans la conduite avec les pertes de charge

VI.8.6.1 Cas de la montée de l'eau

$$Z_{\text{abs}} = Z - \Delta H_1 \quad (\text{VI.26})$$

Avec :

- Z : Pression dans le réservoir d'air (m),
- ΔH_1 : Perte de charge lors de la montée de l'eau (m).

VI.8.6.2 Cas de la descente de l'eau

$$Z'_{\text{abs}} = Z + \Delta H_2 \quad (\text{VI.27})$$

Avec:

- ΔH_2 : Perte de charge lors de la descente de l'eau (m)

VI.8.7 Calcul de la pression absolue finale dans la conduite

VI.8.7.1 Cas de la montée de l'eau

$$Z_f = Z_{\text{abs}} - \Delta H = Z - \Delta H_1 - \Delta H \quad (\text{VI.28})$$

Avec:

- ΔH : la perte de charge dans la conduite correspondant à la vitesse V_f

VI.8.7.2 Cas de descente de l'eau

$$Z'_f = Z'_{\text{abs}} + \Delta H = Z + \Delta H_2 + \Delta H \quad (\text{VI.29})$$

La perte de charge ΔH dans la conduite est donnée par la formule de Hazen-Williams [11] :

$$\Delta H = \frac{10.67 \times Q^{1.852} \times L}{C_{\text{hw}}^{1.852} \times D^{4.87}} \quad (\text{VI.30})$$

Avec :

- ΔH : La perte de charge dans la conduite (m),
- Q : Le débit véhiculé par la conduite (m^3/s),
- L : La longueur de la conduite (m),

- D : Le diamètre de la conduite (m),
- C_{hw} : Le coefficient de Hazen-Williams qui dépend de type de la conduite.

VI.8.8 Dimensionnement du réservoir d'air

Le calcul de volume du réservoir d'air est donné comme suit:

$$U_r = 1.2 \times U_{\max} \quad (\text{VI.31})$$

Avec :

- U_r : Volume du réservoir d'air,
- U_{\max} : Volume maximal dans le réservoir d'air.

VI.9 Dimensionnement des réservoirs d'air pour les différents tronçons

VI.9.1 Tronçon (SP1-R1)

VI.9.1.1 Les caractéristiques de la conduite de refoulement (SP1-R1)

- $L = 6\,000$ m,
- $D = 1.2$ m,
- $e = 0.0082$ m,
- $V_0 = 0.672$ m/s,
- $H_g = 5.5$ m,
- $K = 0.6$,
- $Q = 0.762$ m³/s.

VI.9.1.2 Diamètres de la tuyère et de la tubulure

- Le diamètre de la tubulure $\varnothing = 600$ m,
- le diamètre de la tuyère : $d = 0.3$ m.

VI.9.1.3 Caractéristiques de la tuyère (Tronçon : SP1-R1)

➤ Cas de la montée

- Diamètre de la veine liquide contractée : $d' = 0.276$ m,
- Le rapport des vitesses (cas de montée) : $K' = 18.904$,
- Vitesse de l'eau dans la tuyère : $V_1 = 18.904 \times V_f$,
- Le rapport : $m' = 0.212$,
- D'après l'abaque (Annexe(14)) : $C = 0.64$,
- La perte de charge: $\Delta H_1 = 11.657 \times V_f^2$

➤ Cas de la descente

- Le rapport des vitesses (cas de descente) : $K'' = 32.137$,
- Vitesse de l'eau dans la tuyère : $V_2 = 32.137 \times V_f$,

- Le rapport : $m''=0.125$,
- D'après l'abaque (Annexe(14)) : $C'=0.8$,
- La perte de charge: $\Delta H_2 = 42.112 \times V_f^2$.

VI.9.1.4 Variation du volume d'air

- Temps d'un aller-retour de l'onde: $T=14.141s$,
- Section de la conduite: $S= 1.13 \text{ m}^2$,
- Variation du volume d'air, $\Delta U = 15.979 \times V_m \text{ m}^3$.

VI.9.1.5 Résultats de calcul du réservoir d'air (SP1-R1)

Les résultats du calcul du réservoir d'air pour le tronçon (SP1-R1) sont donnés dans le tableau (VI.3) ci-après. L'épure de Bergeron et la variation de la pression sont illustrées dans les figures (VI.3) et (VI.4) respectivement.

Tableau (VI.3) : Tableau récapitulatif du dimensionnement du réservoir d'air (Tronçon SP1-R1)

Simulation		Epure de BERGERON		Oscillogramme		Profil des pressions		Quitter	
Données de l'Adduction		Résultats		Données du Réservoir d'air		Pression de l'air		Résultats des pressions	
Diametre	1,2 m	Vitesse	0,6740977 m/s	Volume U	18 m3	pres. air Z	1001,9883 /U ^A	Surpression	17,274331 m
Débit	0,762 m3/s	Section	1,1304 m ²	K PDC entr	42,112 Vf ²			Dépression	21,014407 m
H géomet	5,5 m	Célérité a	848,59086 m/s	K PDC sort	11,657 Vf ²				
Long. Cond.	6000 m	B	58,311225 m	Exposant	1,4				
coef. K	0,6	Hmax	63,811225 m						
Epaisseur e	0,0082 m	Hmin	-52,811225 m						
C Haz Will	127,2	periode θ	14,14109 s						
		Ho	15,5 m						
		PDC δ	2,0178642 m						
		a/g	86,502636 s						
Résultats des variations du volume d'air									
Umax	30,025212 m3								
Umin	14,856401 m3								

temps	ΔU	U	Z	Δh1 ; Δh2	Z-Δh ; Z+Δh	δ	Z.+ Δh .+ δ	Vf graph	Vm	Vf choisie	f
0	0	18	17,517864	0	17,517864	2,0178642	15,5	0,6740977	0	0	
14,14109	9,7739108	27,773911	9,5448874	3,5106273	6,0342601	1,3786822	4,6555779	0,5487324	0,6114393	0,5487809	-4,843E-05
28,282181	6,8405081	34,614419	7,0129832	1,0992352	5,913748	0,4704222	5,4433258	0,3071086	0,4279306	0,3070803	2,836E-05
42,423271	3,1084765	37,722895	6,2174977	0,0780794	6,1394183	0,0406375	6,0987808	0,0821687	0,194461	0,0818418	0,000327
56,564361	-0,341359	37,381536	6,2971299	0,653286	6,9504159	0,088447	7,0388629	-0,1243262	-0,0213548	-0,1245514	0,0002252
70,705452	-3,2093569	34,17218	7,1403732	3,2310343	10,371408	0,3886402	10,760048	-0,2769353	-0,2007719	-0,2769924	5,711E-05
84,846542	-4,9575957	29,214584	8,8924837	4,9626756	13,855159	0,5782696	14,433429	-0,3440607	-0,3101388	-0,3432851	-0,0007755
98,987632	-5,4353049	23,779279	11,862726	4,7758577	16,638584	0,5580833	17,196667	-0,3367766	-0,3400234	-0,3367617	-1,481E-05
113,12872	-4,8327465	18,946533	16,305008	3,0222845	19,327293	0,3653322	19,692625	-0,2686943	-0,3023284	-0,2678951	-0,0007992
127,26981	-3,276834	15,669699	21,270503	0,8502382	22,120741	0,1128891	22,23363	-0,1423831	-0,2049932	-0,1420913	-0,0002918
141,4109	-0,9442314	14,725467	23,204165	0,0066877	23,197477	0,0041749	23,193303	0,0243972	-0,0590695	0,0239522	0,000445
155,55199	1,4929822	16,218449	20,269807	0,3091247	19,960682	0,1453121	19,81537	0,1632215	0,0933984	0,1628446	0,0003769
169,69308	2,9818978	19,200347	16,004052	0,5152509	15,488801	0,2332208	15,25558	0,2102831	0,1865425	0,2102403	4,281E-05
183,83417	3,0602581	22,260605	13,011007	0,3474673	12,66354	0,1619288	12,501611	0,1727951	0,1914445	0,1726488	0,0001463
197,97526	2,0986008	24,359206	11,469231	0,094256	11,374975	0,048378	11,326597	0,0898868	0,1312849	0,089921	-3,425E-05

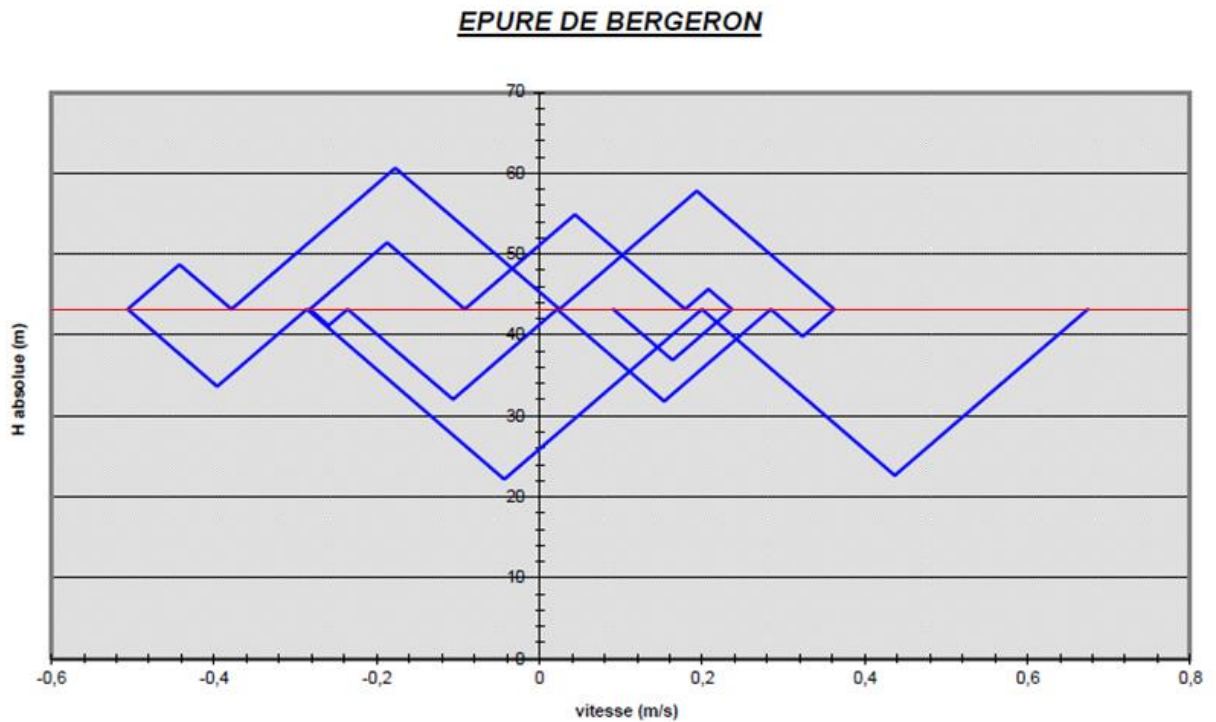


Figure (VI.3) : Epure de Bergeron pour le tronçon (SP1-R1)

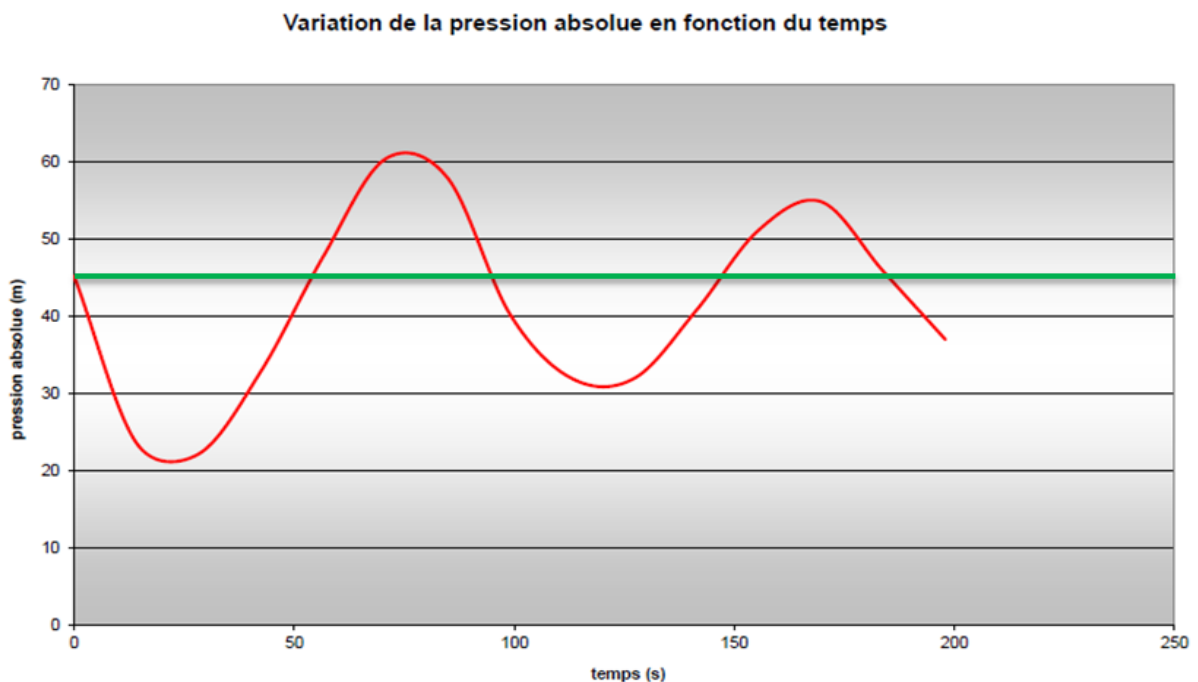


Figure (VI.4) : Variation de la pression en fonction du temps pour le tronçon (SP1-R1)

➤ **Interprétation des résultats**

- Pendant la phase de surpression, on a enregistré une surpression maximale de **17.274 m**. Tandis que dans la phase de dépression, on a enregistré une dépression minimale égale à **21.014 m**,

- Le volume maximal d'air dans le réservoir est $U_{\max} = 30.025 \text{ m}^3$, alors que le volume minimal est de $U_{\min} = 14.856 \text{ m}^3$. Afin qu'il reste une certaine quantité d'eau à la base du réservoir, le volume du réservoir sera égal au volume d'air maximal majoré de 20%. Par conséquent, le volume du réservoir pour le tronçon (SP1-R1) est :
 $U_r = 1.2 \times 30.025 = 36.03 \text{ m}^3$
 On opte ainsi pour un volume normalisé de **36 m³**.
- Par ailleurs la figure (VI.4), montre que le phénomène du coup de bélier s'est amorti en fonction du temps.

VI.9.2 Tronçon (SR1-R3)

VI.9.2.1 Les caractéristiques de la conduite de refoulement (SR1-R3)

- $L = 900 \text{ m}$,
- $D = 1 \text{ m}$,
- $e = 0.0082 \text{ m}$,
- $V_0 = 0.604 \text{ m/s}$,
- $H_g = 33.17 \text{ m}$,
- $K = 0.6$,
- $Q = 0.569 \text{ m}^3/\text{s}$.

VI.9.2.2 Diamètres de la tuyère et de la tubulure

- Diamètre de la tubulure : $\varnothing = 0.5 \text{ m}$,
- Diamètre de la tuyère : $d = 0.26 \text{ m}$.

VI.9.1.3 Caractéristiques de la tuyère (Tronçon : SR1-R3)

➤ Cas de la montée

- Diamètre de la veine liquide contractée : $d' = 0.239 \text{ m}$,
- Le rapport des vitesses (cas de la montée) : $K' = 17.507$,
- Vitesse de l'eau dans la tuyère : $V_1 = 17.507 \times V_f$,
- Le rapport : $m' = 0.228$,
- D'après l'abaque (Annexe(14)) : $C = 0.61$,
- La perte de charge à la montée: $\Delta H_1 = 9.529 \times V_f^2$.

➤ Cas de la descente

- Le rapport des vitesses (cas de la descente) : $K'' = 29.762$,
- Vitesse de l'eau dans la tuyère : $V_2 = 29.762 \times V_f$,
- Le rapport : $m'' = 0.135$,
- D'après l'abaque (Annexe(14)) : $C' = 0.785$,
- La perte de charge à la descente: $\Delta H_2 = 35.44 \times V_f^2$.

VI.9.2.4 Variation du volume d'air

- Temps d'un aller-retour de l'onde: $T = 2.004 \text{ s}$,

- Section de la conduite: $S = 0.785 \text{ m}^2$,
- Variation du volume d'air, $\Delta U = 1.573 \times V_m \text{ m}^3$.

VI.9.2.5 Résultats de calcul du réservoir d'air (SR1-R3)

Les résultats du calcul du réservoir d'air pour le tronçon (SR1-R3) sont donnés dans le tableau (VI.4) ci-après. L'épure de Bergeron et la variation de la pression sont illustrées dans les figures (VI.5) et (VI.6) respectivement.

Tableau (VI.4) : Tableau récapitulatif du dimensionnement du réservoir d'air (Tronçon SR1-R3)

Simulation	Epure de BERGERON	Oscillogramme	Profil des pressions	Quitter																																																				
<div style="display: flex; justify-content: space-between;"> <div style="width: 30%;"> <p>Données de l'Adduction</p> <table border="1"> <tr><td>Diametre</td><td>1,2 m</td></tr> <tr><td>Débit</td><td>0,762 m³/s</td></tr> <tr><td>H géomet</td><td>5,5 m</td></tr> <tr><td>Long. Cond.</td><td>6000 m</td></tr> <tr><td>coef. K</td><td>0,6</td></tr> <tr><td>Epaisseur e</td><td>0,0082 m</td></tr> <tr><td>C Haz Will</td><td>127,2</td></tr> </table> </div> <div style="width: 30%;"> <p>Résultats</p> <table border="1"> <tr><td>Vitesse</td><td>0,6740977 m/s</td></tr> <tr><td>Section</td><td>1,1304 m²</td></tr> <tr><td>Célérité a</td><td>848,59086 m/s</td></tr> <tr><td>B</td><td>58,311225 m</td></tr> <tr><td>Hmax</td><td>63,811225 m</td></tr> <tr><td>Hmin</td><td>-52,811225 m</td></tr> <tr><td>periode θ</td><td>14,14109 s</td></tr> <tr><td>Ho</td><td>15,5 m</td></tr> <tr><td>PDC δ</td><td>2,0178642 m</td></tr> <tr><td>a/g</td><td>86,502636 s</td></tr> </table> </div> <div style="width: 30%;"> <p>Données du Réservoir d'air</p> <table border="1"> <tr><td>Volume U₀</td><td>18 m³</td></tr> <tr><td>K PDC entr</td><td>42,112 Vf²</td></tr> <tr><td>K PDC sort</td><td>11,657 Vf²</td></tr> <tr><td>Exposant</td><td>1,4</td></tr> </table> </div> </div> <div style="margin-top: 10px;"> <p>Résultats des variations du volume d'air</p> <table border="1"> <tr><td>U_{max}</td><td>30,025212 m³</td></tr> <tr><td>U_{min}</td><td>14,856401 m³</td></tr> </table> </div> <div style="margin-top: 10px;"> <p>Pression de l'air</p> <table border="1"> <tr><td>pres. air Z</td><td>1001,9883 /U^A</td></tr> </table> </div> <div style="margin-top: 10px;"> <p>Résultats des pressions</p> <table border="1"> <tr><td>Suppression</td><td>17,274331 m</td></tr> <tr><td>Dépression</td><td>21,014407 m</td></tr> </table> </div>					Diametre	1,2 m	Débit	0,762 m ³ /s	H géomet	5,5 m	Long. Cond.	6000 m	coef. K	0,6	Epaisseur e	0,0082 m	C Haz Will	127,2	Vitesse	0,6740977 m/s	Section	1,1304 m ²	Célérité a	848,59086 m/s	B	58,311225 m	Hmax	63,811225 m	Hmin	-52,811225 m	periode θ	14,14109 s	Ho	15,5 m	PDC δ	2,0178642 m	a/g	86,502636 s	Volume U ₀	18 m ³	K PDC entr	42,112 Vf ²	K PDC sort	11,657 Vf ²	Exposant	1,4	U _{max}	30,025212 m ³	U _{min}	14,856401 m ³	pres. air Z	1001,9883 /U ^A	Suppression	17,274331 m	Dépression	21,014407 m
Diametre	1,2 m																																																							
Débit	0,762 m ³ /s																																																							
H géomet	5,5 m																																																							
Long. Cond.	6000 m																																																							
coef. K	0,6																																																							
Epaisseur e	0,0082 m																																																							
C Haz Will	127,2																																																							
Vitesse	0,6740977 m/s																																																							
Section	1,1304 m ²																																																							
Célérité a	848,59086 m/s																																																							
B	58,311225 m																																																							
Hmax	63,811225 m																																																							
Hmin	-52,811225 m																																																							
periode θ	14,14109 s																																																							
Ho	15,5 m																																																							
PDC δ	2,0178642 m																																																							
a/g	86,502636 s																																																							
Volume U ₀	18 m ³																																																							
K PDC entr	42,112 Vf ²																																																							
K PDC sort	11,657 Vf ²																																																							
Exposant	1,4																																																							
U _{max}	30,025212 m ³																																																							
U _{min}	14,856401 m ³																																																							
pres. air Z	1001,9883 /U ^A																																																							
Suppression	17,274331 m																																																							
Dépression	21,014407 m																																																							
temps	ΔU	U	Z	$\Delta h_1 ; \Delta h_2$	Z- $\Delta h ; Z+\Delta h$	δ	Z-+ Δh -+ δ	Vf graph	Vm	Vf choisie	f																																													
0	0	18	17,517864	0	17,517864	2,0178642	15,5	0,6740977	0	0																																														
14,14109	9,7739108	27,773911	9,5448874	3,5106273	6,0342601	1,3786822	4,6555779	0,5487324	0,6114393	0,5487809	-4,843E-05																																													
28,282181	6,8405081	34,614419	7,0129832	1,0992352	5,913748	0,4704222	5,4433258	0,3071086	0,4279306	0,3070803	2,836E-05																																													
42,423271	3,1084765	37,722895	6,2174977	0,0780794	6,1394183	0,0406375	6,0987808	0,0821687	0,194461	0,0818418	0,000327																																													
56,564361	-0,341359	37,381536	6,2971299	0,653286	6,9504159	0,088447	7,0388629	-0,1243262	-0,0213548	-0,1245514	0,0002252																																													
70,705452	-3,2093569	34,17218	7,1403732	3,2310343	10,371408	0,3886402	10,760048	-0,2769353	-0,2007719	-0,2769924	5,711E-05																																													
84,846542	-4,9575957	29,214584	8,8924837	4,9626756	13,855159	0,5782696	14,433429	-0,3440607	-0,3101388	-0,3432851	-0,0007755																																													
98,987632	-5,4353049	23,779279	11,862726	4,7758577	16,638584	0,5580833	17,196667	-0,3367766	-0,3400234	-0,3367617	-1,481E-05																																													
113,12872	-4,8327465	18,946533	16,305008	3,0222845	19,327293	0,3653322	19,692625	-0,2686943	-0,3023284	-0,2678951	-0,0007992																																													
127,26981	-3,276834	15,669699	21,270503	0,8502382	22,120741	0,1128891	22,23363	-0,1423831	-0,2049932	-0,1420913	-0,0002918																																													
141,4109	-0,9442314	14,725467	23,204165	0,0066877	23,197477	0,0041749	23,193303	0,0243972	-0,0590695	0,0239522	0,000445																																													
155,55199	1,4929822	16,218449	20,269807	0,3091247	19,960682	0,1453121	19,81537	0,1632215	0,0933984	0,1628446	0,0003769																																													
169,69308	2,9818978	19,200347	16,004052	0,5152509	15,488801	0,2332208	15,25558	0,2102831	0,1865425	0,2102403	4,281E-05																																													
183,83417	3,0602581	22,260605	13,011007	0,3474673	12,66354	0,1619288	12,501611	0,1727951	0,1914445	0,1726488	0,0001463																																													
197,97526	2,0986008	24,359206	11,469231	0,094256	11,374975	0,048378	11,326597	0,0898868	0,1312849	0,089921	-3,425E-05																																													

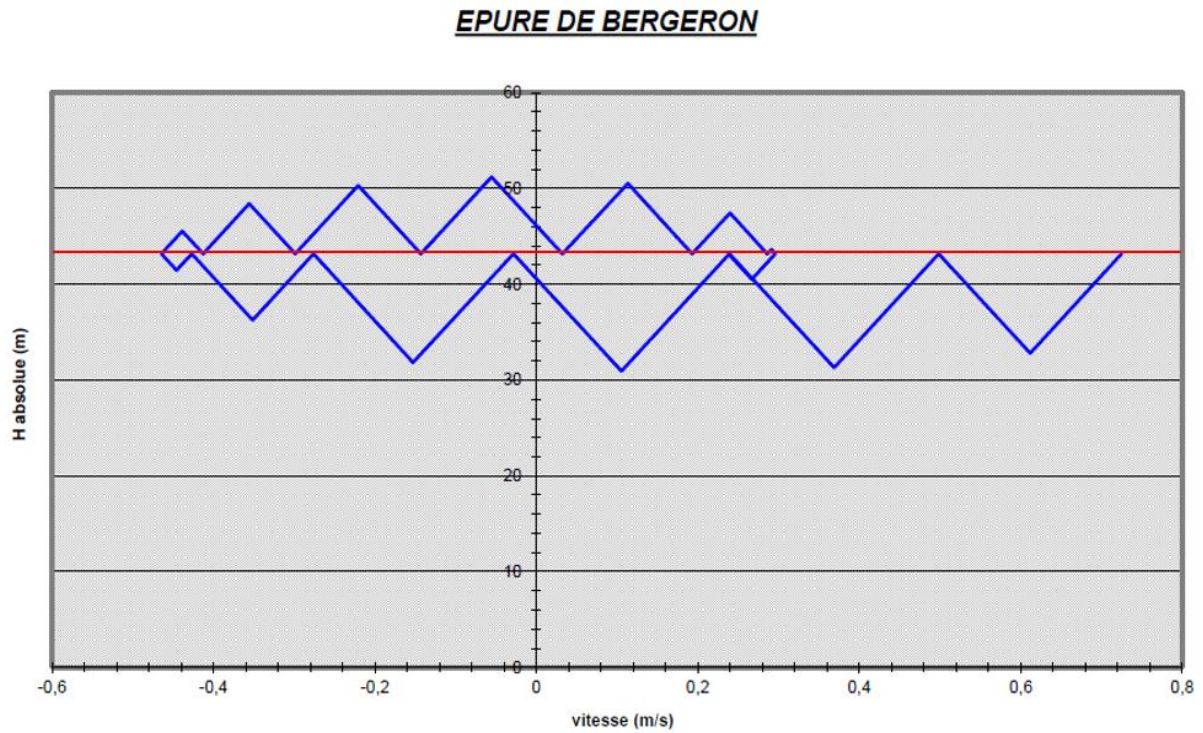


Figure (VI.5) : Epure de Bergeron pour le tronçon (SR1-R3)

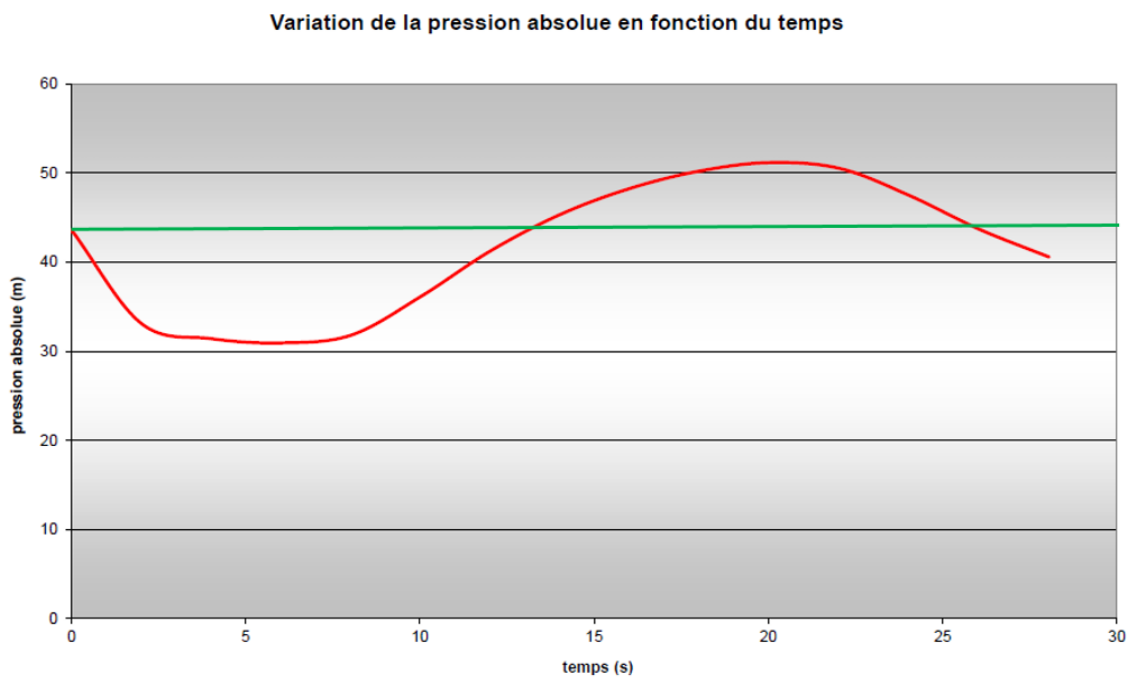


Figure (VI.6) : Variation de la pression en fonction du temps pour le tronçon (SR1-R3)

➤ **Interprétation des résultats**

- Pendant la phase de surpression, on a enregistré une surpression maximale de **5.99 m**. Tandis que dans la phase de dépression, on a enregistré une dépression minimale égale à **10.453 m**,

- Le volume maximal d'air dans le réservoir est $U_{\max} = 8.806 \text{ m}^3$, alors que le volume minimal est de $U_{\min} = 6.591 \text{ m}^3$. Afin qu'il reste une certaine quantité d'eau à la base du réservoir, le volume du réservoir sera égal au volume d'air maximal majoré de 20%. Par conséquent, le volume du réservoir pour le tronçon (SR1-R3) : $U_r = 1.2 \times 8.806 = 10.567 \text{ m}^3$
On opte ainsi pour un volume normalisé de **11 m³**.
- Le phénomène du coup de bélier s'est amorti en fonction du temps (Figure (VI.6)).

VI.9.3 Tronçon (SR2-R4)

VI.9.3.1 Les caractéristiques de la conduite de refoulement (SR2-R4)

- $L = 4\,000 \text{ m}$,
- $D = 0.8 \text{ m}$,
- $e = 0.0088 \text{ m}$,
- $V_0 = 0.569 \text{ m/s}$,
- $H_g = 40.17 \text{ m}$,
- $K = 0.6$,
- $Q = 0.343 \text{ m}^3/\text{s}$.

VI.9.3.2 Diamètres de la tuyère et de la tubulure

- Diamètre de la tubulure : $\varnothing = 0.4 \text{ m}$,
- Diamètre de la tuyère : $d = 0.21 \text{ m}$.

VI.9.3.3 Caractéristiques de la tuyère (Tronçon : SR2-R4)

➤ Cas de la montée

- Diamètre de la veine liquide contractée : $d' = 0.193 \text{ m}$,
- Le rapport des vitesses (cas de la montée) : $K' = 17.182$,
- Vitesse de l'eau dans la tuyère : $V_1 = 17.182 \times V_f$,
- Le rapport : $m' = 0.233$,
- D'après l'abaque (Annexe(14)) : $C = 0.5$,
- La perte de charge à la montée : $\Delta H_1 = 7.523 \times V_f^2$.

➤ Cas de la descente

- Le rapport des vitesses (cas de la descente) : $K'' = 29.405$,
- Vitesse de l'eau dans la tuyère : $V_2 = 29.405 \times V_f$,
- Le rapport : $m'' = 0.138$,
- D'après l'abaque (Annexe(14)) : $C' = 0.775$,
- La perte de charge à la descente : $\Delta H_2 = 34.154 \times V_f^2$.

VI.9.3.4 Variation du volume d'air

- Temps d'un aller-retour de l'onde: $T = 8.195 \text{ s}$,
- Section de la conduite: $S = 0.502 \text{ m}^2$,
- Variation du volume d'air, $\Delta U = 4.112 \times V_m \text{ m}^3$.

VI.9.3.5 Résultats de calcul du réservoir d'air (SR2-R4)

Les résultats du calcul du réservoir d'air pour le tronçon (SR1-R3) sont donnés dans le tableau (VI.5) ci-après. L'épure de Bergeron et la variation de la pression sont illustrés dans les figures (VI.7) et (VI.8) respectivement.

Tableau (VI.5) : Tableau récapitulatif du dimensionnement du réservoir d'air (Tronçon SR2-R4)

Simulation													
Epure de BERGERON				Oscillogramme				Profil des pressions					
Données de l'Adduction				Résultats				Données du Réservoir d'air					
Diametre	0,8	m	Vitesse	0,5692675	m/s	Volume U•	11	m ³	K PDC entr	34,154	Vf ²		
Débit	0,286	m ³ /s	Section	0,5024	m ²	K PDC sort	7,523	Vf ²	Exposant	1,4			
H géomet	40,17	m	Célérité a	976,20863	m/s								
Long. Cond.	4000	m	B	56,648712	m								
coef. K	0,6												
Epaisseur e	0,0088	m	Hmax	96,818712	m								
C Haz Will	127,2												
Résultats des variations du volume d'air								Pression de l'air					
Umax	14,513734	m ³	Hmin	-16,478712	m	pres. air Z							
Umin	9,8705059	m ³	periode θ	8,1949695	s	1498,0648 /U ^Δ							
								Résultats des pressions					
								Surpression					
								10,804042 m					
								Dépression					
								14,549899 m					

temps	ΔU	U	Z	Δh1 ; Δh2	Z-Δh ; Z+Δh	δ	Z-+ Δh -+ δ	Vf graph	Vm	Vf choisie	f
0	0	11	52,189224	0	52,189224	2,0205064	50,168718	0,5692675	0	0	
8,1949695	2,0986973	13,098697	40,870622	1,524912	39,34571	1,0220567	38,323654	0,4502226	0,5097448	0,4502222	4,581E-07
16,389939	1,3020258	14,400723	35,792545	0,2499217	35,542623	0,1914947	35,351129	0,1822617	0,3162442	0,1822663	-4,645E-06
24,584909	0,1462873	14,54701	35,28965	0,4223592	35,712009	0,0766907	35,7887	-0,1111732	0,0355312	-0,1112039	3,071E-05
32,779878	-0,9060799	13,640931	38,614374	3,6956241	42,309998	0,5715318	42,88153	-0,3289345	-0,2200744	-0,3289449	1,035E-05
40,974848	-1,4807843	12,160146	45,354072	5,2049404	50,559012	0,7848064	51,343818	-0,3903811	-0,3596622	-0,3903796	-1,562E-06
49,169817	-1,4273203	10,732826	54,017052	3,1350963	57,152148	0,4907834	57,642931	-0,3034893	-0,3466765	-0,3029735	-0,0005157
57,364787	-0,8637187	9,8691073	60,749342	0,4643218	61,213664	0,0837213	61,297385	-0,1165732	-0,2097854	-0,1165974	2,421E-05
65,559756	-0,0287981	9,8403092	60,998387	0,0792053	60,919182	0,0660749	60,853107	0,1026023	-0,0069947	0,1026081	-5,801E-06
73,754726	0,7300416	10,570351	55,183016	0,4778398	54,705176	0,3489842	54,356192	0,2520251	0,1773171	0,2520262	-1,1E-06
81,949695	1,0643188	11,63467	48,247511	0,5282659	47,719245	0,3829586	47,336287	0,2656162	0,2585085	0,2649908	0,0006255
90,144665	0,8885227	12,523192	43,524072	0,2088783	43,315194	0,1621853	43,153009	0,1666257	0,21581	0,1666292	-3,513E-06
98,339634	0,367605	12,890797	41,796402	0,0010731	41,795329	0,0012307	41,794099	0,0119413	0,0892862	0,0119432	-1,953E-06
106,5346	-0,2570886	12,633709	42,991974	0,6394449	43,631419	0,1125992	43,744018	-0,1368041	-0,0624433	-0,1368298	2,577E-05
114,72957	-0,7303262	11,903383	46,729598	1,6222806	48,351879	0,2666479	48,618527	-0,2169701	-0,1773862	-0,2179426	0,0009725

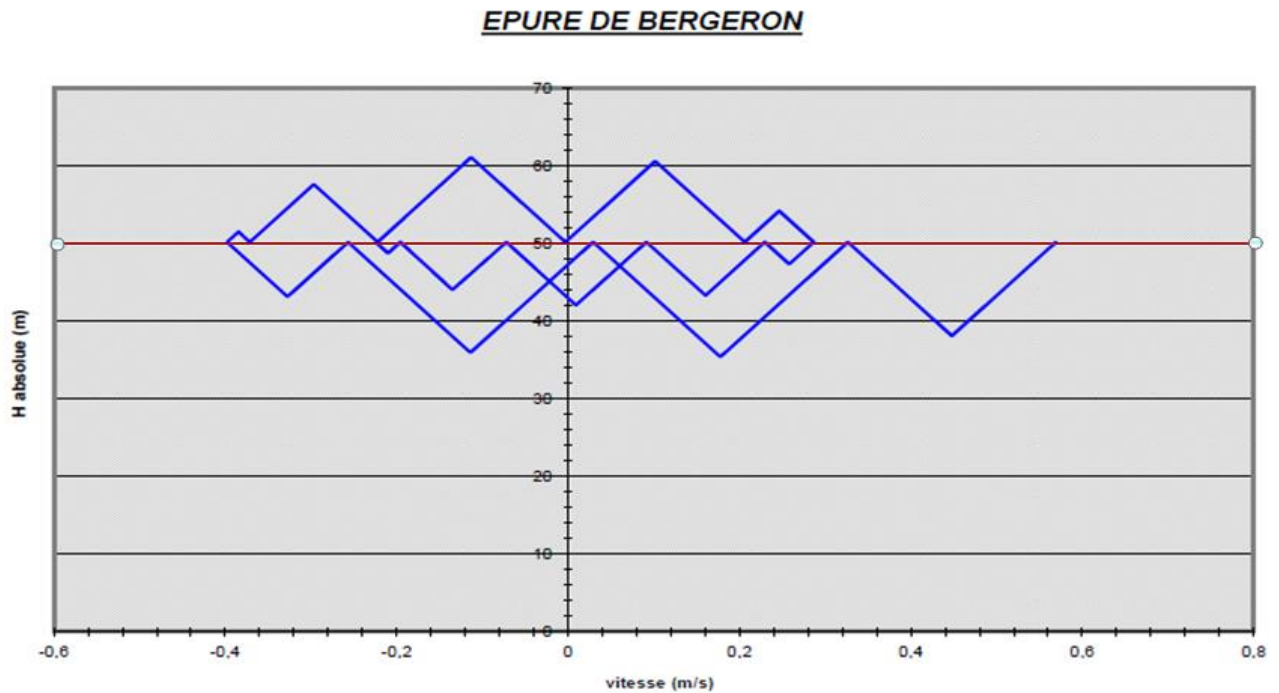


Figure (VI.7) : Epure de Bergeron pour le tronçon (SR2-R4)

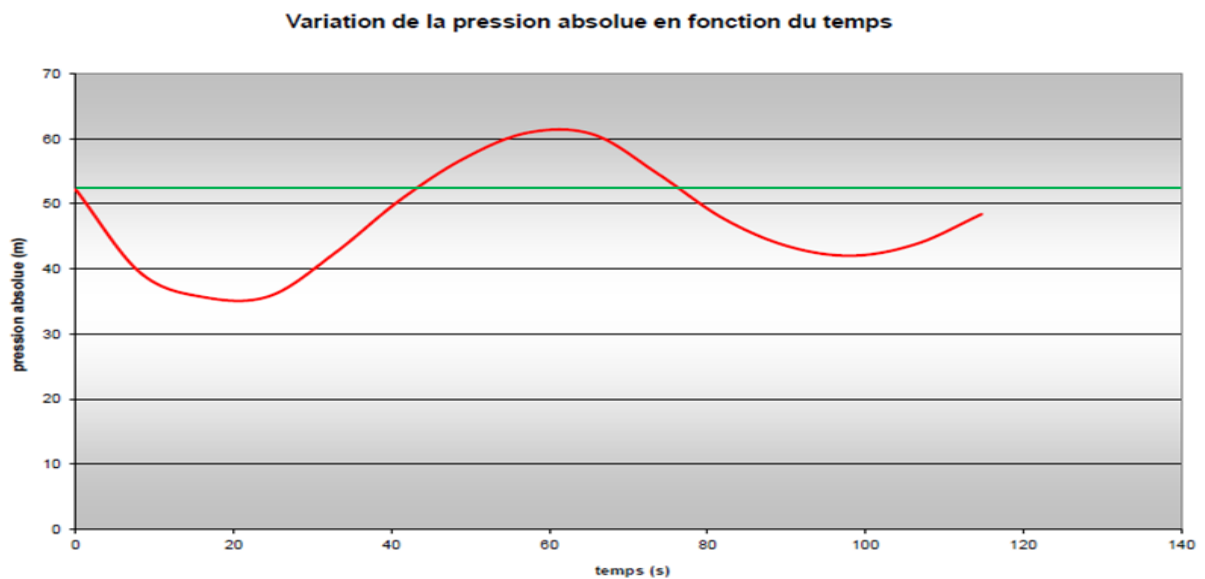


Figure (VI.8) : Variation de la pression en fonction du temps pour le tronçon (SR2-R4)

➤ **Interprétation des résultats**

- Pendant la phase de surpression, on a enregistré une surpression maximale de **10.804m**. Tandis que dans la phase de dépression, on a enregistré une dépression minimale égale à **14.550 m**,
- Le volume maximal d'air dans le réservoir est $U_{\max} = 14.514 \text{ m}^3$, alors que le volume minimal est de $U_{\min} = 9.871 \text{ m}^3$. Afin qu'il reste une certaine quantité d'eau à la base du réservoir, le volume du réservoir sera égal au volume d'air

maximal majoré de 20%. Par conséquent, le volume du réservoir pour le tronçon (SR2-R4) est : $U_r = 1.2 \times 14.514 = 17.417 \text{ m}^3$

On opte ainsi pour un volume normalisé de **18 m³**.

- la figure (VI.8), montre que le phénomène du coup de bélier s'est amorti en fonction du temps.

VI.10 Conclusion

La protection des installations hydrauliques contre le phénomène transitoire du coup de bélier est d'une importance considérable. Dans ce présent chapitre, l'étude du coup de bélier a conduit à :

- Les surpressions enregistrées au niveau des tronçons (SP1– R1), (SR1– R3) et (SR2 – R4) ne dépassent pas les pressions nominales des conduites (25 bars), ainsi aucun risque n'est à craindre du côté des surpressions.
- Par contre, les valeurs des dépressions enregistrées sont négatives présentant ainsi un grand risque pour l'installation, et ceci au niveau des trois tronçons de refoulement (SP1- R1), (SR1-R3) et (SR2-R4). On a opté pour une protection via des réservoirs d'air avec ayant des dimensions de 36 m³ pour le tronçon (SP1-R1), de 11 m³ pour le tronçon (SR1-R3), et de 18 m³ pour le tronçon (SR2-R4).



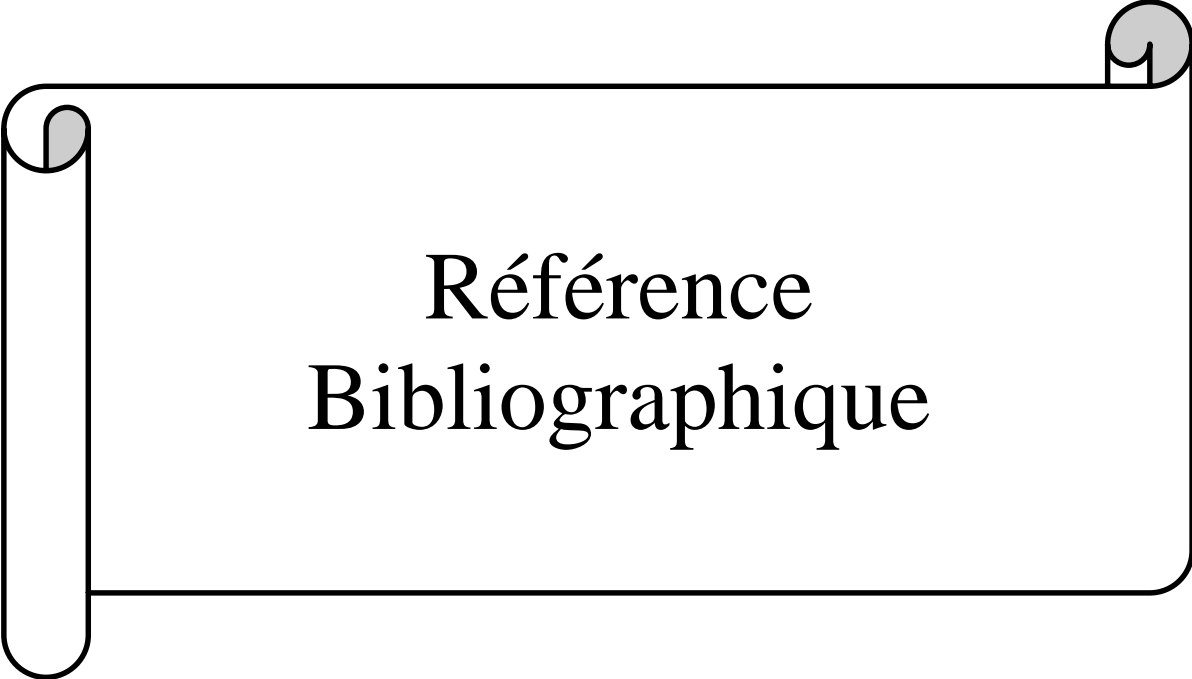
Conclusion générale

Conclusion générale

Au cours de ce travail, nous avons étudié les différentes phases de la réalisation du projet d'alimentation en eau potable de la commune de Baraki à partir du champ de captage de Bentelha pour l'horizon 2050. Pour cela, nous avons englobé tous les points qui touchent les objectifs apportés à la réalisation du projet d'AEP de la zone d'étude. Les résultats importants obtenus sont :

- En réalisant une collecte de données relatives aux besoins, la population a été estimée à **217 489** habitants (horizon 2050) en se basant sur un taux d'accroissement moyen annuel de 1.5 %, avec un débit total de consommation journalière de **45 942.993** m³/j pour les (02) localités de l'aire d'étude : Chef-lieu Baraki et Oued Adda.
- La capacité du réservoir de transit existant (R1) et (R2) du Chef-lieu de Baraki est insuffisante, pour cela nous prévoyons la construction d'un réservoir jumelé à proximité du réservoir existant (R1) ayant un volume de 2000 m³. Les capacités des (02) réservoirs de distribution (R3) et (R4) existants est insuffisantes, pour cela on a proposé de projeter respectivement (02) nouveaux réservoirs jumèles avec les anciens d'une capacité 7 500 m³ et 4 500 m³ respectivement. Par ailleurs, (02) stations de reprise (SR1) et (SR2) de capacités de respectives de 450 m³ et 300 m³ sont également projetées.
- Pour le dimensionnement de la conduite d'adduction, qui sont toutes en refoulement, avec une longueur totale de 10900 m, les diamètres les plus économiques obtenus varient entre 800 à 1200 mm. Tous les tronçons sont en fonte ductile.
- Le choix des pompes adéquates pour les stations de reprise a été réalisé à l'aide du numérique CAPRARI. Par conséquent, il a été obtenu d'installer (04) pompes en parallèles pour la SP1 de type (NC200-315) et une pompe de secours, (02) pompes identiques en parallèles pour la SR1 de type (NC200-400) avec une pompe de secours aussi, et (02) pompes identiques en parallèles et une pompe de secours pour la SR3 de type (NC250-400).
- Après l'étude du phénomène de coup de bélier, il s'est avéré que ce phénomène apparait avec des dépressions négatives assez critiques dans les trois tronçons (SP1-R1), (SR1-R3) et (SR2-R4). Afin d'éviter les différentes dégradations dues à ce phénomène, nous avons préconisé d'installer des réservoirs d'air pour les dits tronçons ayant des capacités respectives de 36 m³, 11 m³ et 18 m³.

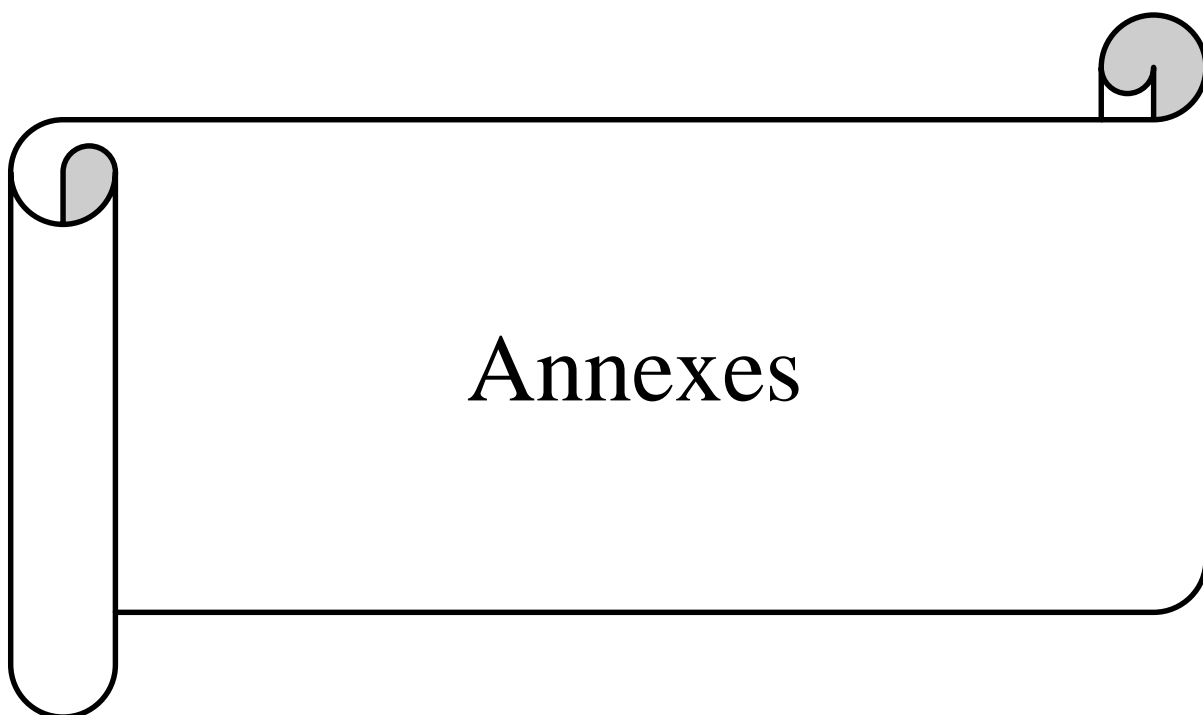
Enfin, ce projet de fin d'études nous a permis de mettre en pratique les connaissances acquises dans le domaine d'hydraulique durant notre cycle de formation, et nous souhaitons avoir répondu à l'objectif du projet pour régler l'ensemble des anomalies du réseau d'AEP de la commune de Baraki.



Référence
Bibliographique

Liste des références

- [1] **Données** : Equipements existants, Service Technique, APC de Baraki
- [2] **Données** : Equipements existants normes de consommation, situation hydraulique actuelle, subdivision des ressources en eau de la commune de Baraki.
- [3] **Données** : Bureau d'étude SEAAL, Wilaya d'Alger commune de Baraki.
- [4] **FRANCOIS, G. B.**, Distribution et collecte des eaux. Deuxième édition 2000.
- [5] **DUPONT, A** : « Hydraulique urbaine ».Tome II : Ouvrage de transport, élévation et distribution des eaux ».Edition EYROLLES, 484 pages, 1979.
- [6] **AHFIR, A.**, Etude de renforcement en AEP de la commune de Beni Maouche à partir du système d'adduction du couloir Tichi-Haf-Bejaia, Mémoire de fin d'étude, master en hydraulique, 2017.
- [7] **BONNIN, J.**, Hydraulique Urbaine. Edition appliquée aux agglomérations de petite et moyenne importance, Eyrolles. 1986.
- [8] **ABBAS, M., BAKOUCHE, H.**, Etude d'alimentation en eau potable de la commune de Kherrata à partir du barrage d'Ighil Emda, wilyaya de BEJAIA. Mémoire de fin d'étude, master en hydraulique, 2019.
- [9] **AMEUR, A., BERKANI, R.**, Alimentation en eau potable des villes Souk El Khmis et Mokrani (wilaya de BOUIRA). Mémoire de fin d'étude, master en hydraulique, 2019.
- [10] **SAINT-GOBAIN PAM.** «Guide de conception des installations d'adduction et destruction d'eau, pour la canalisation en fente ductile ». 79 pages, 2018.
- [11] **CARLIER, M.**, Hydraulique générale et appliquée. Edition EYROLLES, 1980.
- [12] **BERREKSI, A.** Hydraulique3, Polycopié de cours <https://elearning.univ-bejaia.dz/mod/resource/view.php?id=46556>. Université de Bejaia, 2015.
- [13] **VEOLLA Environnement.** «Guide technique pour la réalisation des réseaux d'eau potable », 250 pages, 2009
- [14] **AMARA L.** : Note de calcul du coup de bélier.



Annexes

Annexe (I) : Evaluation des besoins scolaires

Désignation	Nombre	Dotation (l/j/eff)	Effectif	Localisation	Besoin (l/j)	Besoin (m ³ /j)
Ecole primaire	2	15	600	Ben Ghazi	9 000	9
Total			600		9 000	9
Ecole primaire	1	15	336	Cité Delboz	5 040	5.04
CEM	2	15	1 120		16 800	16.8
Total			1 456		21 840	21.84
Ecole primaire	1	15	312	Cité 360 logements	4 680	4.68
CEM	1	15	600		9 000	9
Lycée	1	15	810		12 150	12.15
Total			1 722		25 830	25.83
Ecole primaire	3	15	864	Cité haouch El Mihoub	12 960	12.96
CEM	2	15	1 040		15 600	15.6
Crèche	1	15	40		600	0.6
Total			1 944		29 160	29.16
Ecole primaire	2	15	648	Cité 150 logements	9 720	9.72
CEM	2	15	1 176		17 640	17.64
Lycée	1	15	840		12 600	12.6
Total			2 664		39 960	39.96
Ecole primaire	5	15	1 500	Bentelha	22 500	22.5
CEM	2	15	1 040		15 600	15.6
Lycée	1	15	900		13 500	13.5
Ecole privé	1	20	700		14 000	14
Crèche	2	15	80		1 200	1.2
Total			4 220		66 800	66.8
Ecole primaire	7	15	2 500	Baraki Centre	37 500	37.5
CEM	4	15	2 300		34 500	34.5
Lycée	3	15	2 250		33 750	33.75
Ecole privé	1	20	800		12 000	12
Crèche	2	15	100		1 500	1.5
CFPA	1	15	200		3 000	3
Total			8 150		122 250	122.25
Total de la zone chef-lieu baraki			20756		314840	314.84
Ecole primaire	3	15	936	El Merdja	14 040	14.04
CEM	3	15	1200		18 000	18
Ecole privé	1	20	680		13 600	13.6
Crèche	1	15	50		750	0.75
Total			2 866		46 390	46.39
Ecole primaire		15	312	Minaceria	4 680	4.68
Total			312		4 680	4.68
Ecole primaire	1	15	320	cité Haouch Meriem	4 800	4.8
Total			320		4 800	4.8
Ecole primaire	1	15	348	Cité 2004 logements	5 220	5.22
CEM	2	15	1050		15 600	15.6
Crèche	1	15	42		630	0.63
Total			1 440		21 450	21.45
Total de la zone oued adda			4938		77 320	77.32
Total			25 394		392 160	392.16

Annexe (2) : Evaluation des besoins sanitaires

Désignation	Nombre	Dotation (l/j/eff)	Effectif	Localisation	Besoin (l/j)	Besoin (m ³ /j)
Salle de soin	1	30	4	Ben Ghazi	120	0.12
Pharmacies	2	20	4		80	0.08
Dentiste	2	20	3		60	0.06
Total			11		260	0.26
Salle de soin	1	30	4	Cité Delboz	120	0.12
Pharmacies	2	20	4		80	0.08
Dentiste	2	20	3		60	0.06
Total			11		260	0.26
Salle de soin	1	30	4	Cité 360 logements	120	0.12
Pharmacies	1	20	3		60	0.06
Dentiste	1	20	3		60	0.06
Total			10		240	0.24
Polyclinique	1	50	40	Cité Haouch El Mihoub	2 000	2
Salle de soin	1	30	4		120	0.12
Pharmacies	1	20	4		80	0.08
Dentiste	1	20	3		60	0.06
Total			51		2 260	2.26
Polyclinique	1	50	40	Cité 150 logements	2 000	2
Salle de soin	1	30	4		120	0.12
Pharmacies	2	20	8		160	0.16
Dentiste	2	20	6		120	0.12
Total			58		2 400	2.4
Polyclinique	1	50	45	Bentelha	2 250	2.25
Pharmacies	3	20	12		240	0.24
Dentiste	3	20	9		180	0.18
Total			66		2 670	2.67
Polyclinique	1	60	50	Baraki Centre	3 000	3
Centre de sante	1	40	25		1 000	1
Pharmacies	4	20	16		320	0.32
Dentiste	3	20	9		180	0.18
Total			100		4 500	4.5
Total de la zone chef-lieu baraki			307		12 590	12.59
Centre de sante	1	40	20	El Merdja	800	0.8
Pharmacies	2	20	8		160	0.16
Dentiste	3	20	9		180	0.18
Total			37		1 140	1.14
Salle de soin	1	30	4	Minaceria	120	0.12
Pharmacies	1	20	4		120	0.12
Dentiste	1	20	3		60	0.06
Total			11		300	0.3
Centre de sante	1	40	20	Cité Haouch Meriem	800	0.8
Pharmacies	1	20	4		80	0.08
Dentiste	1	20	3		6 000	6
Total			27		6 880	6.88
Salle de soin	1	30	4	Cité 2004	120	0.12
Pharmacies	2	20	4		80	0.08
Dentiste	2	20	3		60	0.06

Annexe (2) : Evaluation des besoins sanitaires (suite et fin)

Désignation	Nombre	Dotation (l/j/eff)	Effectif	Localisation	Besoin (l/j)	Besoin (m ³ /j)
Total			11		260	0.26
Total de la zone oued adda			86		8 580	8.58
Total			393		21 170	21.17

Annexe (3) : Evaluation des besoins socioculturels

Désignation	Nombre	Dotation (l/j/eff)	Effectif	Localisation	Besoin (l/j)	Besoin (m ³ /j)
Mosquée	1	30	150	Ben Ghazi	4 500	4.5
Salle de sport	1	70	40		2 800	2.8
Total			190		7 300	7.3
Mosquée	1	30	150	Cité Delboz	4 500	4.5
Bibliothèque	1	20	40		800	0.8
Stade de proximité	1	30	50		1 500	1.5
Salle de sport	1	70	40		2 800	2.8
Total			280		9600	9.6
Mosquée	1	30	160	Cité 360 logements	4 800	4.8
Maison de jeune	1	20	60		1 200	1.2
Stade de proximité	1	30	40		1 200	1.2
Total			260		7 200	7.2
Mosquée	1	30	150	Cité Haouch El Mihoub	4 500	4.5
Maison de jeune	1	20	60		1 200	1.5
Stade de proximité	1	30	50		1 500	1.5
Salle de sport	1	70	40		2 800	2.8
Total			300		10 000	10
Mosquée	1	30	140	Cité 150 logements	4 200	4.2
Maison de jeune	1	20	50		1 000	1
Stade de proximité	2	30	50		1 500	1.5
Salle de sport	1	70	45		3 150	3.15
Total			285		9 850	9.85
Mosquée	2	30	400	Bentelha	12 000	12
Maison de jeune	1	20	45		900	0.9
Bibliothèque	1	20	50		1 000	1
Stade de proximité	1	30	50		1 500	1.5
Salle de sport	2	70	100		7 000	7
Parc de loisir	2	20	18		3 600	3.6
Total			663		26 000	26
Mosquée	5	30	1 200	Baraki Centre	36 000	36
Centre culturelles	1	20	50		1 000	1
Bibliothèque centrale	1	20	100		2 000	2
Stade communale	1	50	80		4 000	4
Stade de proximité	2	30	100		3 000	3
Salle de sport	3	70	160		11 200	11.2
Total			1 690		57 200	57.2
Total de la zone chef-lieu baraki			3 668		127 150	127.15

Annexe (3) : Evaluation des besoins socioculturels (suite et fin)

Désignation	Nombre	Dotation (l/j/eff)	Effectif	Localisation	Besoin (l/j)	Besoin (m ³ /j)
Mosquée	3	30	650	El Merdja	19 500	19.5
Maison de jeune	1	20	50		1 000	1
Stade de proximité	1	30	50		1 500	1.5
Salle de sport	2	70	90		6 300	6.3
Total			840		28 300	28.3
Mosquée	2	30	400	minaceria	12 000	12
Stade de proximité	1	30	50		1 500	1.5
Total			450		13 500	13.5
Mosquée	1	30	180	Cité Haouch Meriem	5 400	5.4
Stade de proximité	1	30	50		1 500	1.5
Salle de sport	1	70	50		3 500	3.5
Total			280		10 400	10.4
Mosquée	2	30	420	Cité 2004	12 600	12.6
Stade de proximité	1	30	50		1 500	1.5
Salle de sport	1	70	50		3 500	3.5
Total			520		17 600	17.6
Total de la zone oued adda			2 090		69 800	69.8
Total			5 758		196 950	196.95

Annexe (4) : Evaluation des besoins administratifs

Désignation	Nombre	Dotation (l/j/eff)	Effectif	Localisation	Besoin (l/j)	Besoin (m ³ /j)
annexe	1	15	5	Ben Ghazi	75	0.075
Siege ONA	1	15	15		225	0.225
Total			20		300	0.3
Annexe	1	15	6	Cité Delboz	90	0.09
Total			6		90	0.09
Agence poste	1	15	4	Cité 360 logements	60	0.06
Annexe	1	15	5		75	0.075
Total			9		135	0.135
Agence poste	1	15	4	Cité Haouch El Mihoub	60	0.06
annexe	1	15	6		90	0.09
Total			10		150	0.15
Annexe	1	15	5	Cité 150 logements	75	
Assurance	1	15	4		60	
Total			9		135	0.135
Agence poste	1	15	7	Bentelha	105	0.105
Annexe	1	15	6		90	0.09
commissariat	1	30	15		450	0.45
Bloc administratif		15	18		270	0.27
Assurance	2	15	8		120	0.12

Annexe (4) : Evaluation des besoins administratifs (suite et fin)

Désignation	Nombre	Dotation (l/j/eff)	Effectif	Localisation	Besoin (l/j)	Besoin (m ³ /j)	
ANEM	1	15	6	Bentelha	90	0.09	
Unité de protection	1	30	20		600	0.6	
Contribution	1	15	10		150	0.15	
Total			90		1 875	1.875	
Subdivision hydraulique	1	20	10	Baraki Centre	200	0.2	
Siege d'APC	1	15	100		1 500	1.5	
Daira	1	15	30		450	0.45	
Commissariat centrale	1	40	25		1 000	1	
Poste BRI	1	50	18		900	0.9	
Banque	2	15	24		360	0.36	
Assurance	2	15	8		120	0.12	
Agence seaal	1	15	10		150	0.15	
Contribution	1	15	10		150	0.15	
Poste centrale	1	15	10		150	0.15	
Agence poste	2	15	4		60	0.06	
Bloc administratif	1	15	18		270	0.27	
Total			267			5 310	5.31
Total de la zone chef-lieu baraki			411			7995	7.995
Agence poste	2	15	4	El Merdja	60	0.06	
Annexe	1	15	6		90	0.09	
Bloc administratif	1	15	20		300	0.3	
commissariat	1	30	15		450	0.45	
Brigade de gendarmerie	1	30	14		420	0.42	
Assurance	2	15	10		150	0.15	
Total			69		1 470	1.47	
Agence poste	1	15	4	Minaceria	60		
Annexe	1	15	5		75		
Total			9		135	0.135	
Agence poste	1	15	4	Cité Haouch Meriem	60	0.06	
Assurance	1	15	4		60	0.06	
Total			8		120	0.12	
Brigade de gendarmerie	1	30	15	Cité 2004	450	0.45	
Annexe	1	15	5		75	0.075	
Protection de plante	1	30	10		300	0.3	
Agence poste	1	15	4		60	0.06	
Total			34		885	0.885	
Total de la zone Oued Adda			120		2 610	2.61	
Total			531		10 605	10.605	

Annexe (5) : Evaluation des besoins industriel

Désignation	Nombre	Dotation (l/j/eff)	Effectif	Localisation	Besoin (l/j)	Besoin (m ³ /j)
Naftal	1	80	25	Ben Ghazi	2 000	2
Sonatrach raffinerie	1	80	30		2 400	2.4
Station d'épuration	1	80	25		2 000	2
Total de la zone Chef-lieu Baraki			80		6 400	6.4
Usine de papier	1	80	30	El Merdja	2 400	2.4
Total de la zone Oued Adda			30		2 400	2.4
Total			110		8 800	8.8

Annexe (6) : Evaluation des besoins commerciaux

Désignation	Nombre	Dotation (l/j/eff)	Effectif	Localisation	Besoin (l/j)	Besoin (m ³ /j)
Cafeteria	4	500	16	Ben Ghazi	8 000	8
Restaurant	2	500	12		6 000	6
Pizzeria	5	300	20		6 000	6
Fast Food	6	400	24		9 600	9.6
Pâtisserie	5	400	20		8 000	8
Boulangerie	4	300	16		4 800	4.8
Boucherie	2	50	4		200	0.2
Superette	4	50	20		1 000	1
Magasin	12	50	36		1 800	1.8
Coiffure femme	2	200	8		1 600	1.6
Coiffure homme	3	100	12		1 200	1.2
Salles des fêtes	1	500	20		10 000	10
Station lavage	2	1000	6		6 000	6
Mécanicien	2	100	6		600	0.6
Maison Renault	1	150	20		3 000	3
Total			240			67 800
Cafeteria	5	500	20	Cité Delboz	10 000	10
Restaurant	3	500	18		9 000	9
Pizzeria	5	300	20		6 000	6
Fast Food	7	400	28		11 200	11.2
Pâtisserie	4	400	16		6 400	6.4
Boulangerie	4	300	16		4 800	4.8
Boucherie	3	50	9		450	0.45
Superette	3	50	12		600	0.6
magasin	10	50	40		2 000	2
Coiffure femme	3	200	12		2 400	2.4
Coiffure homme	3	100	12		1 200	1.2
Station lavage	3	1000	9		9 000	9
Mécanicien	2	100	6		600	0.6
Total			203		63 650	63.65
Cafeteria	2	500	8	Cité 360 logements	4 000	4
Pizzeria	2	300	8		2 400	2.4
Fast Food	3	400	12		4 800	4.8

Annexe (6) : Evaluation des besoins commerciaux (suit)

Désignation	Nombre	Dotation (l/j/eff)	Effectif	Localisation	Besoin (l/j)	Besoin (m ³ /j)
Pâtisserie	1	400	4	Cité 360 logements	1 600	1.6
Boulangerie	2	300	8		2 400	2.4
Boucherie	1	50	3		150	0.15
Superette	2	50	8		400	0.4
magasin	5	50	20		1 000	1
Marché	1	100	20		2 000	2
Coiffure femme	2	200	8		1 600	1.6
Coiffure homme	3	100	12		1 200	1.2
Station lavage	1	1000	3		3 000	3
Total			114			24 550
Cafeteria	6	500	24	Cité Haouch El Mihoub	12 000	12
Restaurant	4	500	24		12 000	12
Pizzeria	6	300	24		7 200	7.2
Fast Food	7	400	28		11 200	11.2
Pâtisserie	4	400	16		6 400	6.4
Boulangerie	3	300	12		3 600	3.6
Boucherie	2	50	6		300	0.3
Superette	4	50	16		800	0.8
Magasin	8	50	32		1 600	1.2
Coiffure femme	3	200	12		2 400	2.4
Coiffure homme	4	100	8		800	0.8
Salles des fêtes	1	500	20		10 000	10
Station lavage	1	1000	3		3 000	3
Mécanicien	2	100	4		400	0.4
Total			229		71 700	71.7
Cafeteria	3	500	12	Cité 150 logements	6 000	6
Pizzeria	2	300	8		2 400	2.4
Fast Food	2	400	8		3 200	3.2
Pâtisserie	2	400	8		3 200	3.2
Boulangerie	2	300	8		2 400	2.4
Boucherie	1	50	3		150	0.15
Superette	2	50	8		400	0.4
Magasin	6	50	24		1 200	1.2
Coiffure femme	1	200	4		800	0.8
Coiffure homme	2	100	8		800	0.8
Total			91		20 550	20.55
Cafeteria	8	500	32	Bentelha	16 000	16
Restaurant	4	500	24		12 000	12
Pizzeria	9	300	36		10 800	10.8
Fast Food	10	400	40		16 000	16
Pâtisserie	6	400	24		9 600	9.6
Boulangerie	7	300	28		8 400	8.4
Boucherie	4	50	12		600	0.6
Superette	5	50	20		1 000	1
Magasin	15	50	60		3 000	3
Marché	1	300	20		6 000	6
Coiffure femme	6	200	24		4 800	4.8
Coiffure homme	5	100	20		2 000	2

Annexe (6) : Evaluation des besoins commerciaux (suit)

Désignation	Nombre	Dotation (l/j/eff)	Effectif	Localisation	Besoin (l/j)	Besoin (m ³ /j)
Salles des fêtes	2	500	40	Bentelha	20 000	20
Station lavage	3	1000	9		9 000	9
Mécanicien	2	100	6		600	0.6
Total			395		119 800	119.8
Cafeteria	10	500	40	Baraki Centre	20 000	20
Restaurant	5	500	30		15 000	15
Pizzeria	9	300	36		10 800	10.8
Fast Food	10	400	40		16 000	16
Pâtisserie	7	400	28		11 200	11.2
Boulangerie	6	300	24		7 200	7.2
Boucherie	5	50	15		750	0.75
Superette	7	50	28		1 400	1.4
Magasin	18	50	72		3 600	3.6
Marché communal	1	300	20		6 000	6
Coiffure femme	7	200	28		5 600	5.6
Coiffure homme	8	100	32		3 200	3.2
Salles des fêtes	3	500	60		30 000	30
Hôtel	1	800	25		20 000	20
Station lavage	5	1000	15		15 000	15
Total			493		165 750	165.75
Total de la zone chef-lieu baraki			1 765	533 800	533.8	
Cafeteria	6	500	24	El Merdja	12 000	12
Restaurant	3	500	18		9 000	9
Pizzeria	5	300	20		6 000	6
Fast Food	5	400	20		8 000	8
Pâtisserie	4	400	16		6 400	6.4
Boulangerie	4	300	16		4 800	4.8
Boucherie	3	50	9		450	0.45
Superette	5	50	20		1 000	1
Magasin	10	50	40		2 000	2
Coiffure femme	5	200	20		4 000	4
Coiffure homme	3	100	12		1 200	1.2
Salles des fêtes	1	500	20		10 000	10
Station lavage	3	1 000	9		9 000	9
Mécanicien	1	100	2		200	0.2
Total			246	74 050	74.05	
Cafeteria	3	500	12	Minaceria	6 000	6
Pizzeria	3	300	12		3 600	3.6
Fast Food	3	400	12		4 800	4.8
Pâtisserie	2	400	8		3 200	3.2
Boulangerie	2	50	8		400	0.4
Boucherie	1	50	3		150	0.15
Superette	3	50	12		600	0.6
Magasin	10	50	40		2 000	2
Coiffure femme	2	200	8		1 600	1.6

Annexe (6) : Evaluation des besoins commerciaux (suite et fin)

Désignation	Nombre	Dotation (l/j/eff)	Effectif	Localisation	Besoin (l/j)	Besoin (m ³ /j)
Coiffure homme	2	100	8	Minaceria	800	0.8
Salles des fêtes	1	500	20		10 000	10
Station lavage	1	1 000	3		3 000	3
Mécanicien	1	100	2		200	0.2
Total			148		36 350	36.35
Cafeteria	4	500	16	Cité Haouch Meriem	8 000	8
Restaurant	1	500	7		350	0.35
Pizzeria	5	300	20		6 000	6
Fast Food	5	400	20		8 000	8
Pâtisserie	4	400	16		6 400	6.4
Boulangerie	4	300	16		4 800	4.8
Boucherie	2	50	6		300	0.3
Superette	6	50	24		1 200	1.2
Magasin	10	50	40		2 000	2
Coiffure femme	5	200	20		4 000	4
Coiffure homme	4	100	16		1 600	1.6
Salles des fêtes	1	500	20		10 000	10
Station lavage	2	1 000	6		6 000	6
Mécanicien	1	100	3		300	0.3
Total			230		58 950	58.95
Cafeteria	8	500	32	Cité 2004	16 000	16
Restaurant	3	500	18		9 000	9
Pizzeria	6	300	24		7 200	7.2
Fast Food	8	400	32		12 800	12.8
Pâtisserie	4	400	16		6 400	6.4
Boulangerie	4	300	16		4 800	4.8
Boucherie	3	50	9		450	0.45
Superette	5	50	20		1 000	1
Magasin	12	50	48		2 400	2.4
Coiffure femme	5	200	20		4 000	4
Coiffure homme	4	100	16		1 600	1.6
Salles des fêtes	2	500	40		20 000	20
Station lavage	3	1 000	9	9 000	9	
Total			300	94 650	94.65	
Total zone oued adda			924	264 000	264	
Total			2689	797 800	797.8	

Annexe (7) : Evaluation des besoins d'arrosage

Désignation	Nombre	Dotation (l/j/eff)	Effectif	Localisation	Besoin (l/j)	Besoin (m ³ /j)
Place public	1	60	5	Bentelha	300	0.3
Jardin communale	1	80	7	Baraki Centre	560	0.56
Total dela zone chef-lieu baraki			12		860	0.86
Station urbaine	1	60	5	Cité 2004	300	0.3

Annexe (7) : Evaluation des besoins d'arrosage (suite et fin)

Désignation	Nombre	Dotation (l/j/eff)	Effectif	Localisation	Besoin (l/j)	Besoin (m ³ /j)
Total de la zone Oued Adda			5		300	0.3
Total			17		1 160	1.16

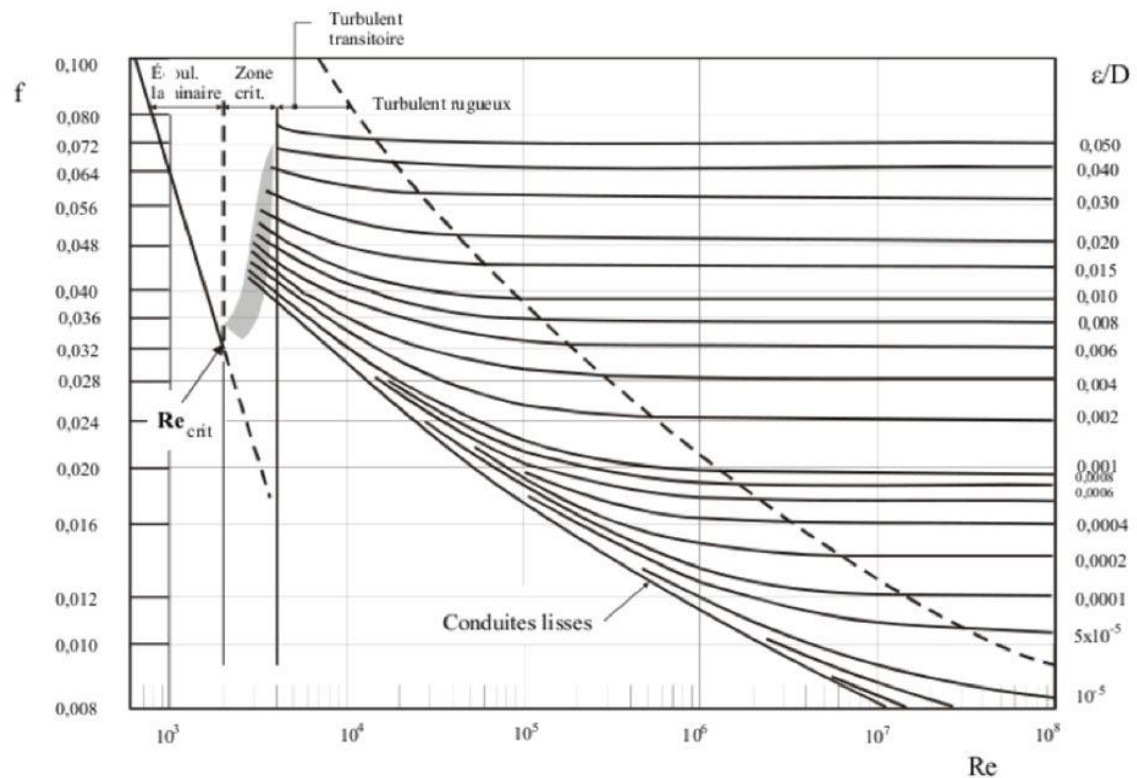
Annexe (8) : Evaluation du débit moyen journalier de l'année 2020

Horizon 2020					
N°	Les zones	Les localités	Besoins domestiques (m ³ /j)	Besoins des équipements (m ³ /j)	Besoins totaux (m ³ /j)
1	Chef-lieu Baraki	Ben Ghazi	1 291.32	91.06	1 382.38
2		Cité Delboz	1 721.7	95.44	1 817.14
3		Cité 360 logements	1 829.34	57.955	1 887.295
4		Cité Haouch El Mihoub	1 614.06	113.27	1 727.33
5		Cité 150 logements	1 936.98	72.895	2 009.875
6		Bentelha	3 228.12	217.445	3 445.565
7		Baraki Centre	3 873.78	355.57	4 229.35
Total			15 495.3	1 003.635	16 498.35
1	Oued Adda	ElMerdja	3 013.02	153.75	3 166.77
2		Minaceria	1 398.96	54.965	1 453.925
3		Cité Haouch M eriem	2 367.36	81.15	2 448.51
4		Cité 2004 logements	2 770.92	135.145	2 906.065
Total			9 550.26	425.01	9 975.24
Total		11	2 5045.56	1 428.645	26 474.205

Annexe (9) : Evaluation du débit moyen journalier de l'année 2050

Les zones		Horizon 2050			
N°	Les zones	Les localités	Besoins domestiques (m ³ /j)	Besoins des équipements (m ³ /j)	Besoins totaux (m ³ /j)
1	Chef-lieu Baraki	Ben Ghazi	2 242.8	158.156	2 400.956
2		Cité Delboz	2 990	165.746	3 155.746
3		Cité 360 logements	3 177.2	100.656	3 277.856
4		Cité Haouch El Mihoub	2 803.2	196.72	2 999.92
5		Cité 150 logements	3 364	126.599	3 490.599
6		Bentelha	5 606.4	377.645	5 984.045
7		Baraki Centre	6 727.8	617.537	7 345.337
Total			26 911.4	1 743.0599	28 654.459
1		El Merdja	5 232.8	267.022	5 499.822
2		Minaceria	2 429.6	59.459	2 489.059
3		Cité Haouch Meriem	4 111.6	140.94	4 252.54
4		Cité 2004 logements	4 812.4	234.713	5 047.113
Total			16 586.4	702.134	17 288.534
Total		11	43 497.8	2 445.193	45 942.993

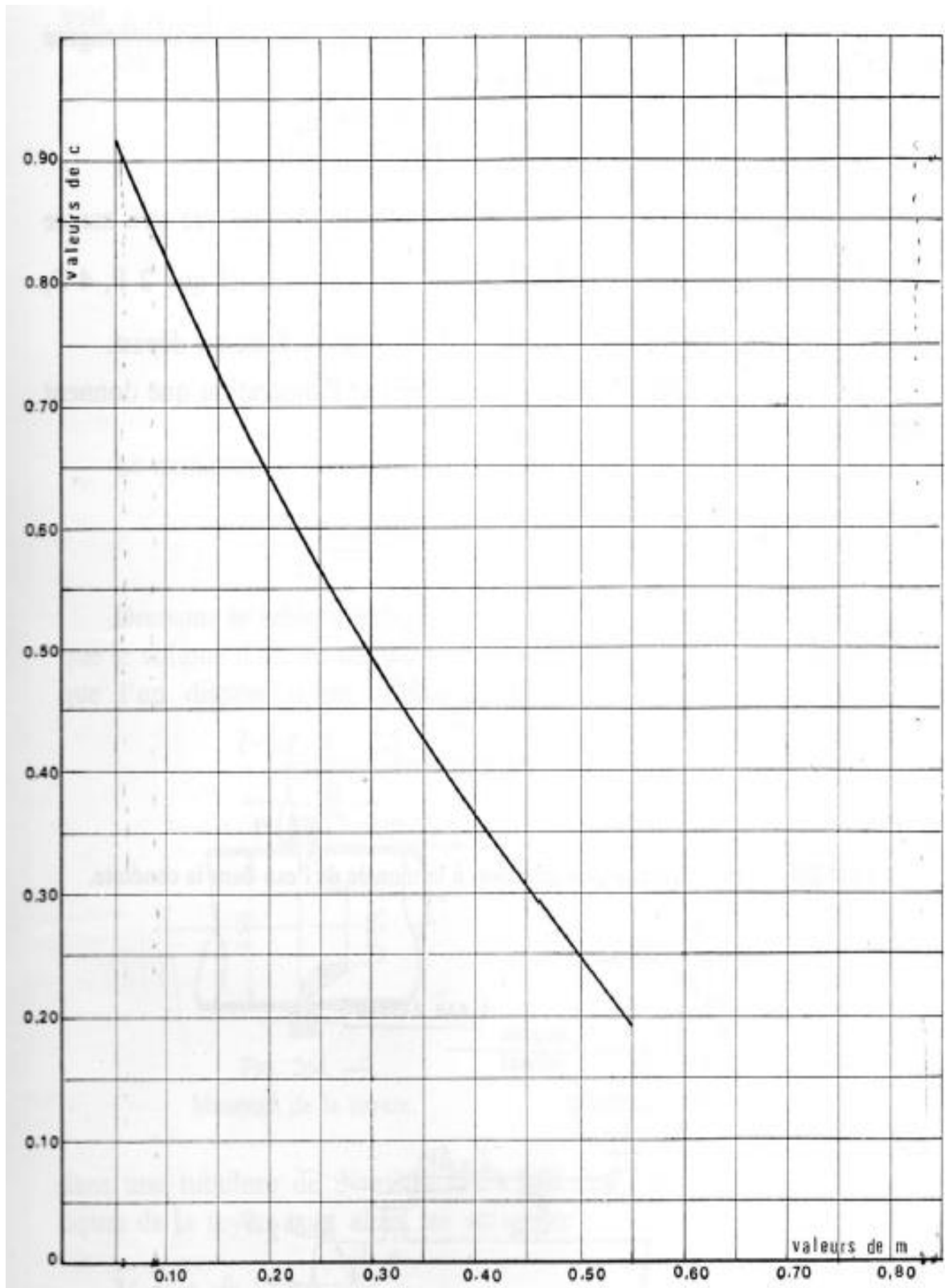
Annexe (12) : l'abaque de MOODY



20

Annexe (13) : Les valeurs maximales de PFA, PMA et PEA des tuyaux en fonte ductile

Les pressions	Formules		La valeur (bar)
PFA	$PFA = \frac{20 \times e_{\min} \times R_m}{D \times S_F}$	<ul style="list-style-type: none"> - PFA : Pression de Fonctionnement admissible - e_{\min} : L'épaisseur minimale de la paroi du tuyau (mm), - S_F : Le coefficient de sécurité ($S_F = 3$), - D : Le diamètre moyen du tuyau (mm). 	25
	$D = DE - e$	<ul style="list-style-type: none"> - DE : Le diamètre extérieur nominal du tuyau (mm), - R_m est la résistance minimale en traction de la fonte ductile, en mégapascals ($R_m = 420\text{MPa}$). 	
PMA	$PMA = 1.2 \times PFA$	<ul style="list-style-type: none"> - PMA : Pression maximale admissible. 	30
PEA	$PEA = PMA + 5 \text{ bar}$	<ul style="list-style-type: none"> - PEA : Pression d'épreuve admissible. 	35

Annexe (14) : Coefficient de perte de charge « C » et « C' » dans une tuyère [5]

الملخص

في هذه الأطروحة قمنا بتنفيذ الخطوات المختلفة اللازمة لدراسة شبكة إمداد مياه الشرب لمنطقتي براقبي مركزو وادعدة وهذا من حفل بن طلحة على مدى 30 عامًا. بعد تقديم منطقة الدراسة، شرعنا في تقدير الاحتياجات الحالية والمستقبلية التي نحصل عليها من التدفقات المختلفة، ثم بدأنا في التحقق من سعة الخزانات الموجودة في المناطق المعنية تليها دراسة فنية واقتصادية لأنابيب إمدادات المياه، وقد قمنا كذلك باختيار المضخات المناسبة لكل محطة ضخ باستخدام الكتالوج الرقمي CAPRARI. أخيرًا، من أجل تأمين الشبكة، تحققنا من حدوث ظاهرة المطرقة المائية من أجل حماية أنابيب إمدادات المياه من هذه الظاهرة الخطيرة.

الكلمات المفتاحية: الاحتياجات، الخزان، قنوات الإمداد، المضخة، المطرقة المائية.

Résumé

Dans ce présent travail, nous avons effectué les différentes étapes nécessaires pour l'étude du réseau d'alimentation en eau potable Baraki Chef-lieu et Oued Adda à partir du champ de captage de Bentelha sur un horizon de 30 ans. Après avoir présenté la zone d'étude, nous avons procédé à l'estimation des besoins actuel et futur qui émergent les différents débits, ensuite nous avons entamé la vérification de la capacité des réservoirs existants des localités concernées, suivie d'une étude technico-économique de l'adduction, et nous avons aussi fait le choix des pompes adéquates de chaque station de reprise à l'aide du catalogue numérique CAPRARI. En dernier lieu, Afin de sécuriser le réseau, nous avons procédé à la vérification de l'apparition du phénomène du coup de bélier afin de protéger les conduites de refoulement contre le phénomène transitoire.

Mots clés : Besoins, Réservoir, Adduction, Pompe, Coup de Bélier.

Abstract

In this present work, we have carried out the different steps necessary for the study of the Baraki Chef-lieu and Oued Adda drinking water supply network from the Bentelha well field over a 30-year horizon. After having presented the study area, we proceeded to the estimation of the current and future needs that emerge from the different flow rates, then we started the capacity verification of the existing reservoirs of the localities concerned, followed by a technical-economic study of the adduction, and we made also the choice of the adequate pumps of each recovery station with the help of the CAPRARI numerical catalogue. Finally, in order to secure the network, we checked the occurrence of the water hammer phenomenon in order to protect the discharge pipes against the transient phenomenon.

Key words: Needs, Tank, Adduction, Pump, Water hammer.

Agzul

Deg umahil n leqdic-a, nessexdem ihricen iwatan i tezrawt usenfar n waman n tissit deg tama n Berraqi d Wad Edda id-yusan seg lEinser n Ben Telha, yef teyzi n 30 n yiseggasen. Seld asenked n teyzut n tezrawt, negga azal i ussuter amiran d uzekka ara yessefrarin tazizla n waman, syin nesfaqqed i lgeh d isariġen yellan ger tamiwin-agi, nessedfer tazrawt tanarayt tadamsant i ussiwed n waman, rnu yer din nextar trumbat iwatan i yal taysert s zmam umdin CAPRARI. Fer tagara, i ussehbiher yef uzeṭta n waman, nessefqed i ussufey n ukman i nnefs n waman id-yettuyalen ger yiqudas n ussiwed n waman.

Awal amuffir: Assuter, Asariġ, Assiwed, Trumba, Nnefs n waman.