

République Algérienne démocratique et populaire

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

جامعة أبي بكر بلقايد - تلمسان-

Université ABOU BEKR BELKAID-TLEMCEM



Faculté de Technologie

Département d'Hydraulique

MEMOIRE

Projet de Fin d'Études

Pour l'obtention du diplôme de Master en **Hydraulique**

Option : Hydraulique Urbaine

Thème

**Étude de Renforcement d'un système d'AEP de la ville de REBAIA et
OUELED DHEID au niveau de réservoir ($2 \times 10000 \text{ m}^3$) à partir de
système de barrage de Koudiat Acerdoune - BOUIRA**

Soutenue publiquement le : 30/09/2021

Présentée Par : **HASNAOUI Yacine & BELAISSA Hocine**

Devant le jury :

M^r HABI Mohammed

Président

M^r BENTALHA Chakib

Examineur

M^r BOUCHELKIA Hamid

Encadreur

M^{me} BELARBI Fadila

Co-Encadreur

Promotion 2020/2021

Remerciements

Nous exprimons toute notre gratitude et sincère dévouement à DIEU tout puissant qui nous a donné la volonté, le courage et la force pour élaborer ce travail.

Nous tenons à remercier nos parents qui nous ont soutenus et encouragés dans nos vies.

*Nous tenons à exprimer nos vifs remerciements à nos encadreurs pr **BOUCHELKIA HAMID** et Mme **BELARBI FADILA** Pour leurs appréciable aide, leurs grandes disponibilités, et leurs précieux conseils.*

Nos sentiments de profonde gratitude vont aux membres du jury pour l'honneur qu'ils nous font en acceptant de juger notre travail.

***HABI Mohammed** en étant président du jury ainsi qu'à **BENTALHA Chakib** d'avoir accepté d'examiner ce travail.*

*Nos remerciements s'adressent également à tous le personnel de direction de ressource en eau de Berouaghia-Médéa, en particulier Mr **IBRAHIM** On ne peut pas laisser cette occasion passer sans remercier également Mr **BATTCH EL-TAYEB** chef service de la direction des ressources en eau berouaghia qui nous a proposer le thème de ce modeste travail. Nous tenons à remercier tous les enseignants du département d'hydraulique qui tout au long des années d'études nous ont transmis leur savoir sans réserve.*

En fin, on tient à remercier également ceux et celles qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce présent travail.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail d'abord à mes très chers parents « AÏSSA et DALILA » pour tous leurs sacrifices corps et âme afin de m'offrir le repos et le bonheur. Pour l'éducation qu'ils m'ont inculquée, pour leur soutien moral et matériel dont j'ai bénéficié à chaque fois que j'en ai en besoin, pour l'amour et la tendresse qu'ils m'ont réservé et la patience et le dévouement qu'ils m'ont insufflés. Très chers parents, je ne vous remercierai jamais assez pour vos actes.

Tous mes frères Abd ellatif et AMINE et RABAH et GHANO et SELEOUA et RAOUF.

Sans oublier mes amis HOCINE, AYOUB, Mohamed, DAHMAN, Bachir, et toute ma famille de Département hydraulique.

Y. HASNAOU

Dédicace

Je dédie ce modeste travail en signe de respect et de reconnaissance en témoignage de ma profonde affection à : Ma chère mère qui m'a protégé pendant toute ma vie, et qui a fait tout pour que je devienne ce que je suis. Mon père qui m'a tant aidé et encouragé.

Tous mes frères Mohamed et Abd ellatif et Oussama.

Toute la famille BelaiSSa Tous mes amis à la mosquée Alatiq et précisément Monsieur Mohamed Kerbouci Mes amis de lycée précédemment Les amis Zakaria, Hicham, Hamza et Salah...

Et sans oublier les amis de la cité de l'institut Et surtout mes copain Sid Ahmed, Yacine, Ayoub Ainsi que toute personne qui a contribué de près ou de loin à ma réussite

B. HOCINE

Résumé

La zone sud – Est de la wilaya de Médéa enregistre un important déséquilibre entre les besoins en eau et les dotations fournies, notamment les communes de Ouled Dheid, Rebaia.

Les productions en eau actuelles sont largement en deçà des besoins réels. Le raccordement de la ressource en eau provenant de barrage de Kodiet Accerdoun de Bouira sur la conduite TKA03 permet un important appoint du transfert d'eau vers la nouvelle ville de Boughazoul-Médeá qui transite par le réservoir ($2 \times 10000 \text{ m}^3$) près de Berouaghia.

Le présent travail consiste donc à étudier les transferts des eaux prélevés du Réservoir principale ($2 \times 10000 \text{ m}^3$) vers Ouled Dheid, Rebaia qui seront projetés et dimensionnés pour satisfaire les besoins à l'horizon 2050 des dites localités.

Mots clés : Transfert, Barrage, Station de pompage, Adduction, débit, Ouled Dheid, Rebaia.

Abstract

The south - eastern zone of the Wilaya of Médéa records a significant imbalance between the water needs and the endowments provided, in particular the communes of Ouled Dheid, Rebaia.

Current water production is well below real needs. The connection of the water resourc coming from the Kodiet Accerdoun dam in Bouira to the TKA03 pipe allows a significant increase in the transfer of water to the new town of Boughazoul-Médeá which passes through .the reservoir ($2 \times 10000 \text{ m}^3$). Near Berouaghia

The present work therefore consists in studying the transfers of water withdrawn from the RP to ouled dheid, rebaia which will be planned and sized to meet the needs by 2050.

Keywords: Transfer, dam, Pumping station, Adduction, flow, Ouled Dheid, Rebaia.

ملخص:

تسجل المنطقة الجنوبية الشرقية من ولاية المدية اختلالاً كبيراً في التوازن بين الاحتياجات المائية والأوقاف المقدمة، ولا سيما بلديات أولاد دايد ، الربعية.

إنتاج المياه الحالي أقل بكثير من الاحتياجات الحقيقية. يسمح ربط الموارد المائية القادمة من سد كودية أسردون في البويرة بأنبوب TKA03 بزيادة كبيرة في نقل المياه إلى مدينة بوغزول المدينة الجديدة التي تمر عبر الخزان ($2 \times 10000 \text{ م}^3$). بالقرب من البرواقية.

ومن ثم فإن العمل الحالي يتمثل في دراسة تحويلات المياه المسحوبة من خزان ($2 \times 10000 \text{ م}^3$). إلى أولاد الذيد والربيع والتي سيتم تخطيطها وحجمها لتلبية الاحتياجات بحلول عام 2050.

الكلمات المفتاحية: تحويل، سد، محطة ضخ، توجيه، تدفق، أولاد دايد ، الربعية

Liste des Tableaux

Tableau II.1 : batterie de sources alimentant la ville de REBAIA.....	54
Tableau II.2 : batterie de sources alimentant la ville de REBAIA	54
Tableau III-1 : variation de la dotation selon le nombre de population	58
Tableau III-2 : le nombre de population de deux villes.....	59
Tableau III-3 : tableau récapitulatif des populations a horizon 2050.....	60
Tableau III-4 : tableau récapitulatif des besoins domestiques.....	60
Tableau III-5 : Tableau récapitulatif des besoins scolaires	61
Tableau III-6 : Tableau récapitulatif des besoins sanitaires	61
Tableau III-7 : Tableau récapitulatif des besoins administratifs.....	62
Tableau III-8 : Tableau récapitulatif des besoins socioculturels.....	62
Tableau III-9 : Tableau récapitulatif des différentes consommations journalières.....	63
Tableau III-10 : Tableau récapitulatif des consommations journalières $Q_{\min j}$; Q_{moy} $Q_{\max,j}$	65
Tableau III-11 : Tableau des déficits à combler à l'année 2050.....	66
Tableau III.12 : Calcul les capacités des stockages	67
Tableau III.13: calcul le déficit de stockage.....	68
Tableau III-14 : état des réservoirs de deux villes.....	68
Tableau III-15 : Tableau donnant les dimensions des réservoirs terminaux.....	69
Tableau IV.1 : les caractéristiques hydrauliques des réseaux.....	73
Tableau IV-2 : Les diamètres de différents tronçons de l'adduction - $Q=Q_{\max}$	76
Tableau IV.3 : les pressions statiques avant d'installer le brise charge.....	77
Tableau IV-4 : Tableau donnant les dimensions du brise charge.....	79
Tableau IV-5: calcul des paramètres de différents tronçons de l'adduction gravitaires.....	82
Tableau IV-6 : Les pressions statiques dans notre réseau.....	83
Tableau IV-7 : calcul des paramètres hydraulique du tronçons SP-RT	84
Tableau IV-8 : calcul les pertes de charges et Hmt pour différent diamètre.....	85
Tableau IV-9 : calcul les frais d'amortissement de tronçons SP-RT	86
Tableau IV-10 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon SP-RT	87
Tableau IV-11 : Bilan du tronçon SP-RP	87
Tableau IV.12 : détermination des paramètres piézométriques.....	89

Tableau IV-13 : détermination les dimensions de bache de reprise et réservoir tampon.....	94
Tableau IV.14 : caractéristiques de pompe KSB utilisée dans la station	97
Tableau IV.15 : caractéristiques de la conduite SP-RT.....	97
Tableau IV-16 : Les caractéristiques de tronçon de l'adduction de refoulement.....	102

Liste des figures

Figure I-1 : cas d'une adduction gravitaire.....	17
Figure I-2 : cas d'une adduction mixte.....	18
Figure I-3 : cas d'une adduction par refoulement.....	18
Figure I. 4: la ligne piézométrique d'une conduite gravitaire normal.....	22
Figure I.5 : la ligne piézométrique si la conduite passe au-dessus de la ligne piézométrique AA'	23
Figure I. 6: la ligne piézométrique en Si la conduite s'élève au-dessus de la ligne horizontale qui passe par A.....	23
Figure I.7 :la ligne piézométrique en cas la forme de la conduite est toujours située au-dessous de l'horizontale passant par A... ..	24
Figure I. 8 la ligne piézométrique en cas la conduite a un tronçon au-dessus de l'horizontale passant par A.....	26
Figure I-9 : pompe a axe horizontale KSB.....	26
Figure I-10 : exemple de corrélation de débit	27
Figure I-10 : exemple de corrélation de rendement	27
Figure I-10 : exemple de corrélation de l'NPSH.....	28
Figure I-11 : exemple de corrélation de puissance	28
Figure I-12 : exemple d'un point de fonctionnement d'une installation.....	29
Figure I-13 : l'emplacement de réservoir d'aire.....	32
Figure I.14: composition volumique d'un réservoir de stockage.....	34
Figure I-15 : les équipements de réservoir semi enterrée.....	35
Figure I-16 : électro-soudage	36
Figure I-17 : Plaque chauffante.....	37
Figure I-18 : Machine à souder bout à bout.....	37
Figure I-19: les phase de soudage bout à bout	38
Figure I-20 : Robinets vanne à opercule	41
Figure I-21 : Robinets vanne papillon	41

Figure I-22 : Ventouse a fonction unique	42
Figure I-23 : Ventouse à trois fonctions.....	43
Figure I-24 : composition de la vanne réductrice de pression	43
Figure I-25 : la vanne réductrice de pression.....	44
Figure I-26 : débitmètre pour mesurer les débits	45
Figure I-27. : Le manomètre à tube de Bourdon	46
Figure I-28 : brise charge avec jet débouchant l'air libre.....	47
Figure I.29 : brise charge avec contre poids liquide.....	48
Figure II.1 : localisation de la ville de REBAIA dans la willaya de Médéa.....	49
Figure II.2 : La ville de REBAIA (Extrait de Google Earth 02/04/2019)	50
Figure II.3 : localisation de la ville D'OULED DHEID dans la willaya de Médéa....	50
Figure II.4 : La ville D'OULED DHEID (Extrait de Google Earth 02/04/2019)	51
Figure II.5 : Le barrage de Koudiet Accerdoun (Extrait de Google Earth 02/04/2020).	55
Figure II.6 : Le barrage de Kodiet Acerdoune	56
Figure II.7 : le lieu de la digue de barrage de Koudiat ACERDOUNE avant la réalisation	56
Figure IV.1 : schéma hydraulique proposé.....	72
Figure IV.2 :profil en long du tronçons RT-R3.....	77
Figure IV.3:profil en long du tronçons RP-SP.....	77
Figure IV-4 : l'emplacement du brise charge sur notre réseau.....	79
Figure IV-5 : l'emplacement du brise charge (extrait a google earth 10/07/2021)....	80
Figure IV-6 : schéma global de renforcement d'OUUELED DHEID.....	80
Figure IV-7 : schéma générale de renforcement du REBAIA.....	81
Figure IV-8 : schéma global de renforcement d'OUUELED DHEID (extrait a google earth 10/06/2021).....	81
Figure IV-9: schéma global de renforcement du REBAIA (extrait a google earth 10/06/2021).....	82
Figure IV.10 :profil en long du tronçons SP-RT.....	94
Figure IV.11: courbe de bilan de tronçon SP-.....	87
Figure IV.12: courbe de bilan de tronçon SP-RT.....	87
Figure IV-13: schéma global -tronçon RP-RT.....	88

Figure IV-14 : schéma global -tronçon RP-RT (extrait a google eart 10/06/2021).....	88
Figure IV-15: profil piézométrique de la conduite RP-SP	90
Figure IV-16 : profil piézométrique conduite SP-RT.....	90
Figure IV-17: profil piézométrique conduite RT-R3.....	91
Figure IV-18 : profil piézométrique conduite P1-B	91
Figure IV-19: profil piézométrique conduite B-R1	91
Figure IV-20: profil piézométrique conduite B-CH	92
Figure IV-21: profil piézométrique conduite P2-R2.....	92
Figure IV-22 : profil piézométrique conduite P3-R4.....	92
Figure IV-23 : démarrage de logiciel KSB.....	95
Figure IV-24 : injection les données dans logiciel et choix Le type de pompe KSB.....	95
Figure IV-25 : caractéristiques de conjugaison et recherche du point de fonctionnement et les courbes de rendement et puissance.....	96
Figure IV-26 : les caractéristiques hydrauliques de la pompe KSB-ETANORM-SKD qui choisie.....	97
Figure IV-28 : recherche de point de fonctionnement la conduite SP-RT.....	98

Liste des abréviations

ADE : Algérienne des eaux.

AEP : Alimentation en eau potable.

APC : Assemblé populaire communale.

DN : Diamètre normalisée

PEHD : Polyéthylènes haute densité.

PN : pression nominale de la conduite.

RT : Réservoir tampon.

SP : Station de pompage.

BC : brise charge.

RP: réservoir principal (2.10000m³).

P1 P2 P3 : points des piquages 1,2,3

R1, R2, R3: sont des réservoirs.

CH: château d'eau.

B : point de ramification.

TKA3 : transfert de koudiet accerdoun numéro 03 ver BOUGHAOUL-MEDE

Liste des signes

Q : Débit (m³/s)

PN : pression nominale de la conduite.

PS : pression statique de la conduite.

ΔH_l : pertes de charge linéaire

ΔH_s : pertes de charge singulaire

ΔH_t : pertes de charge totale

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

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

$Q_{min j}$: débit moyenne journalier.

$Q_{transfert}$: débit de transfert

λ : coefficient des pertes de charge linéaire

V : la vitesse d'écoulement en m/s

K : coefficient des pertes de singulaire

U_0 : vitesse moyenne dans la conduite de refoulement (m/s)

L : longueur de la conduite en m.

S : Section de la conduite

V₀ : Volume d'air en m³.

H_g : hauteur géométrique en m.C

P_{rc}: prix de la conduite en (DA),(prix de la canalisation et la prix de tassement au m.L.

i : Taux d'annuité annuel,

n : nombre d'années d'amortissement

E : énergie consommée par la pompe en (KWh)

e : prix unitaire d'un Kw h donnée par la SONEGAS.

g : pesanteur (9.81 m/s²)

ρ : la masse volumique de l'eau kg/m³

HMT : la hauteur manométrique totale en m

Table des matières

INTRODUCTION

Chapitre I : les transferts d'eau

I.1 INTRODUCTION	16
I.2 DÉFINITION.....	16
I.3. Adduction de l'eau.....	16
IV.3.1 adduction gravitaire.....	17
IV.3.1.1. Calcul des diamètres avantageux de la conduite gravitaire.....	17
I.3.2. Adduction mixte,.....	18
I.3.4. Adduction par refoulement.....	18
I.3.4.1. Calcul des diamètres économiques des conduites de refoulements.....	18
I.3.4.2. Frais d'amortissement.....	19
I.3.4.3 Frais d'exploitation.....	20
I.3.4.4. Calcul de la hauteur manométrique totale.....	20
I.3.4.5. Puissance absorbée par la pompe.....	20
I.3.4.6. Energie consommée par la pompe.....	20
I.6. CHARGE HYDRAULIQUE.....	21
I.4.1. Perte de charge linéaire.....	21
I.4.2 Perte de charge singulaire.....	21
I.4.3 Calcul le coefficient de perte de charge λ	22
I.5. POSITION DE LA LIGNE PIÉZOMÉTRIQUE	22
I.6. LES STATIONS POMPAGE.....	25
I.6.1 les pompes centrifuges.....	25
I.6.2. Principe de fonctionnement.....	25
I.6.2 critères de l'emplacement de la station de pompage.....	26
I.6.3. Association des pompes.....	26
I.6.4. Courbes caractéristiques des pompes.....	27
I.6.6 points de fonctionnement des pompes.....	28
I.7. COUP BÉLIER.....	29
I.7.2. Risques dus aux coups de bélier.....	30
I.7.3. La valeur numérique de coup de bélier :.....	30
I.7.4. Installation du réservoir d'air.....	32
I.8. LES RÉSERVOIRS DE STOCKAGE.....	32

I.8.1. ROLE DES RESERVOIRS.....	33
I.8.2. Emplacement des réservoirs.....	33
I.8.3. Détermination de la capacité.....	34
I.8.3.1. La méthode analytique.....	34
I.8.3.2. La méthode graphique.....	35
I.8.4. Équipements du réservoir.....	35
I.9.1 Principe de la technique.....	36
I.9.2 Soudage bout à bout :.....	36
I.9.2.1. Les étapes principales du soudage bout à bout :.....	37
I.9.2.2. Avantages de soudage bout à bout :.....	39
I.10. ACCESSOIRES HYDRAULIQUE.....	39
I.10.1. Robinets vannes.....	39
I.10.2. Catégories de vannes :.....	39
I.10.2.3. Vannes de décharge	41
I.10.2.4. Ventouses.....	41
I.10.2.4. Vanne réductrice de pression.....	43
I.10.2.5. By-pass.....	44
I.10.2.6. Les Crépines.....	44
I.10.2.7. Joints de raccordement.....	44
I.10.3. Organes des mesures.....	45
I.10.4. ORGANES DE RACCORDEMENT.....	46
I.10.4.1. Les Coudes.....	46
I.10.4.2. Les Cônes.....	47
I.10.4.3. Tés.....	47
I.10.4.4. Les manchons.....	47
I.11.LE BRISE CHARGE.....	47
I.11.CCONCLUSION.....	48
CHAPITRE II : Présentation générale de la zone d'étude	
II.1 INTRODUCTION.....	49
II.2 PRÉSENTATIONS DE LA ZONE.....	49
II.2.1 La ville de REBAIA.....	50
II.2.2 La ville d'OULED DHEID.....	50
II.3 GÉOLOGIE ET HYDROGÉOLOGIE.....	51

II.4 LA TOPOGRAPHIQUE.....	52
II.5 L'HYDROLOGIE.....	52
II.6 CLIMATOLOGIES.....	52
II.6.1. Températures :	53
II.6.2. Humidité :.....	53
II.6.3 Pluviométrie.....	53
II.6.4. Vents.....	53
II.6.6. Neige.....	53
II.8 RESSOURCES ET ADDUCTIONS EXISTANTES :.....	54
II.8.1 La ville d REBAIA.....	54
II.8.2 La ville d'OULED DHEID.....	54
II.9 BARRAGE KOUDIAT ACERDOUNE	55
II.10.1 les caractéristiques et les limites de barrage Koudiat Acerdoune :.....	56
II.11. CONCLUSION	57

Chapitre III : Étude des besoins en eau et stockages

III.1 INTRODUCTION.....	58
III.2 L'ÉVALUATION DE LA CONSOMMATION MOYENNE JOURNALIÈRE	58
III.2.1 Besoins domestique.....	58
III.2.2 Évaluation de la population.....	59
III.2.2.1 les besoins domestiques.....	60
III.2.3. Les besoins scolaires.....	60
III.2.4. Besoins sanitaires.....	61
III.2.5. Besoins administratifs.....	62
III.2.6. Besoins socioculturels.....	62
III.3. DÉTERMINATION DU DÉBIT MAXIMAL ET MINIMAL JOURNALIER	63
III.3.1 La Variation Annuelle.....	63
III.3.2 La Variation Hebdomadaire.....	64
III.3.2.1 Débit maximal journalier : ($Q_{max j}$).....	64
III.3.2.2 Débit minimal journalier : ($Q_{min j}$).....	64
III.3.3 variation horaire du débit maximum journalier.....	65
III.4. CALCUL DE DÉFICIT DE CONSOMMATION.....	65

III.5. ÉVALUATION LES BESOINS DE STOCKAGE.....	68
III.6. FORME DES RÉSERVOIRS.....	69
III.7. CONCLUSION.....	70

Chapitre IV : Étude des transferts d'eau potable

IV.1. SCHÉMA DES ADDUCTIONS.....	71
IV.2. CALCUL HYDRAULIQUE.....	73
IV.3. PERTES DE CHARGES DANS LES CONDUITES.....	73
IV.3.1. La vitesse d'écoulement.....	74
IV.4. CALCUL DES DIAMÈTRES ÉCONOMIQUES DES CONDUITES DE REFOULEMENTS.....	75
IV.4.1. Choix de type de canalisation.....	76
IV.5. DIMENSIONNEMENT DES ADDUCTIONS GRAVITAIRES.....	76
IV.5.1 L'emplacement de brise charge.....	78
IV.5.4. Calculs les paramètres des adductions gravitaire.....	80
IV.6. DIMENSIONNEMENT DES TRONÇONS DE REFOULEMENT.....	84
IV.6.1 tronçons de tronçons SP-RT.....	84
i. Puissance absorbée par la pompe.....	86
ii. Energie consommée par la pompe.....	86
IV.7. CALCUL DES PARAMÈTRES PIÉZOMÉTRIQUES.....	89
IV.8. DIMENSIONNEMENT DE STATION POMPAGE SP.....	93
IV.8.1 DIMENSIONNEMENTS DU RÉSERVOIR TAMPON.....	93
IV.8.2. DIMENSIONNEMENTS DE LA BÂCHE DE LA STATION POMPAGE.....	94
IV.8.3 COURBES CARACTERISTIQUES DES POMPES.....	94
IV.9.4. Recherche de point de fonctionnement par calcul graphique manuel.....	97
IV.9.5. Étude de la cavitation.....	98
IV.9.6. La hauteur d'aspiration admissible.....	99
IV.9.6. Calage de la pompe.....	100
IV.10.1 tronçons SP-RT.....	102
IV.10.2 calculs de la célérité d'onde.....	102
IV.10.3 valeurs de coup de bélier.....	103
IV.10.4 pression maximale dans la conduite.....	103
IV.10.5 déterminations du volume d'air.....	103

IV.11 CONCLUSION.....104
CONCLUSION GÉNÉRALE.....105

Introduction

Depuis leurs origines, les êtres humains ont été très sensibles à la quantité et la qualité de l'eau, c'est l'un des besoins les plus fondamentaux de notre physiologie.

Le problème de l'eau se limite à la recherche d'un endroit d'approvisionnement facile d'accès (rivières, sources, lac, etc.). Cependant avec l'apparition de collectivités et le besoin d'apporter cette eau à la portée de la main, l'urbanisation restreignait la diversité des sources d'approvisionnement.

A l'occurrence des changements annoncés dans le cadre des programmes destinés à transformer les réseaux d'adduction et de distribution à travers la wilaya de Médéa, les responsables concernés sont appelés à renforcer les parties sud-Est et la proche périphérie de la partie sud à partir du barrage de KOUDIET ACCERDOUN de BOUIRA en particulier les quartiers des communes à savoir REBAIA et OULED DHEID.

L'élaboration de l'étude de transferts ne pouvait se faire sans une revue bibliographique liée à l'ensemble des paramètres, critères et installations des transferts d'eau. Cette partie était d'un grand intérêt pour la compréhension et la maîtrise des aspects de dimensionnement et de conception des transferts d'eau.

Une deuxième partie du travail a été consacré à la présentation et étude des caractéristiques des régions à desservir. Avant d'entamer le calcul hydraulique, il est nécessaire d'avoir certaines reconnaissances et données de bases à savoir la délimitation de la zone d'études, son climat, le nombre de villages à alimenter ainsi que leurs nombres d'habitants.

Dans la troisième partie, nous examinerons les besoins qui doivent satisfaire les utilisateurs et le réseau d'adduction. L'aspect quantitatif des besoins nous permettra d'évaluer les volumes d'eau nécessaires à la consommation, ainsi que la répartition des débits qui conduisent à un dimensionnement adéquat des ouvrages d'écoulement ou d'accumulation, ces ouvrages seront projetés pour mie harmoniser la demande et la production. Les aspects économiques et techniques seront pris en compte pour l'emplacement de ces derniers. Leurs dimensionnements peuvent se faire par des méthodes analytiques et/ou graphiques.

La dernière partie de travail, constituant le noyau de mémoire ; elle s'est intéressée à la conception et au dimensionnement des infrastructures.

L'ensemble de calculs hydraulique nécessaires ont été en l'occurrence.

- ✓ **L'adduction** : dans cette partie on étudiera, le choix du tracé, le choix de types des conduites, l'établissement du schéma hydraulique de l'adduction pour la zone en question et l'étude technico-économique qui comportera le dimensionnement des conduites en déterminant leurs diamètres les plus économiques.
- ✓ **Pompes et stations de pompage** : l'accent est porté sur les équipements que comportera une station de pompage, le choix des pompes adéquates répondant aux exigences du projet en recherchant leurs points de fonctionnement ainsi que les éventuelles modifications.
- ✓ **Le coup de bélier** : dont on étudiera, les causes qui peuvent créer ce phénomène : les suppressions et les dépressions dans les conduites qui ne doivent pas dépasser les pressions maximales de service, les différents dispositifs de protections et cela afin d'éviter les dégâts qui peuvent survenir dans le réseau.

CHAPITRE I :**GENERALITES SUR LES TRANSFERTS D'EAU****I.1. Introduction**

Ce chapitre est consacré à l'analyse d'eau utilité dans le cadre de la liaison des zones à ressources disponibles et celles nécessitant un renforcement pour un équilibre hydrique .il décrit l'ensemble des installations et systèmes constituant les transferts d'eau, soit en mode gravitaire ou forcé ainsi que le rôle de chacun de ces éléments

I.2 Définition

Littéralement Les transferts d'eau, les transferts d'eau représentent le transport d'un volume d'eau d'un lieu géographique vers un autre, souvent d'un lieu de captage vers un lieu de distribution et d'utilisation

Ceci, dans le but de renforcer un développement socio-économique optimal dans les régions où l'eau n'est pas présente.

I.3. Adduction de l'eau

L'adduction désigne le transport de l'eau. Ce transport s'effectue d'une part depuis la zone de captage jusqu'à l'installation de traitement (eau brute), et d'autre part de la zone de traitement au réseau de distribution via le réservoir de stockage (eau traitée). Elle concerne les conduites primaires ou feeder. Les conduites sont caractérisées par [1] :

- ✓ Leur matériaux constitutif (Fonte ; acier ; amiante-ciment, qui n'est plus utilisé, polychlorure de vinyle (PVC) ; polyéthylène haute densité (PEHD) ;
- ✓ Leur diamètre nominal et l'épaisseur des parois. Les diamètres sont normalisés.
- ✓ Leur pression nominale (en bar) est donnée par le constructeur.

L'on distingue trois modes d'adduction :

- ✓ Adduction gravitaire
- ✓ Adduction mixte
- ✓ Adduction par refoulement [1].

IV.3.1 adduction gravitaire

L'adduction gravitaire est le mode d'adduction qui permet, à partir d'un stockage d'eau naturel ou artificiel situé à la côte Z, d'alimenter par une conduite en charge tous les points à desservir situés à des côtes $z < Z$, sans apport d'énergie [1].

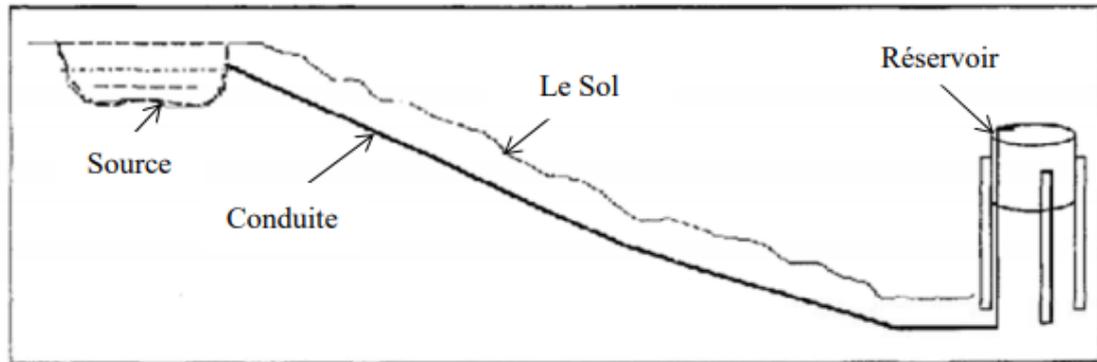


Figure I-1 : cas d'une adduction gravitaire [2].

IV.3.1.1. Calcul des diamètres avantageux de la conduite gravitaire

La formule la plus utilisée pour le calcul de la perte de charge pour un écoulement dans une conduite est celle de Darcy-Weisbakh [1] :

$$\Delta h_p^{lin} = \lambda \frac{L.V^2}{2g.D} \dots \dots \dots (I - 1)$$

Avec :

- λ : Coefficient de frottement qui est en fonction de la rugosité de la paroi interne de la conduite
- L : longueur de la conduite (m) ;
- V : la vitesse en (m/s) ;
- D : diamètre économique de la conduite de refoulement (m) ;
- g : accélération de la pesanteur (9,81m/s²).

Dans le cas des adductions, les pertes de charge singulières sont estimées à 15% des pertes de charge linéaires ; $\Delta H_t = 1,15\Delta H_p^{lin}$

On déduit alors le diamètre calculé de la conduite gravitaire ;

I.3.2. Adduction mixte

Dans certains cas, la topographie des lieux imposera une adduction mixte refoulement-gravitaire.

Un réservoir intermédiaire recevra l'eau provenant de la conduite de refoulement, L'eau s'écoulera ensuite par gravité ou l'inverse [1].

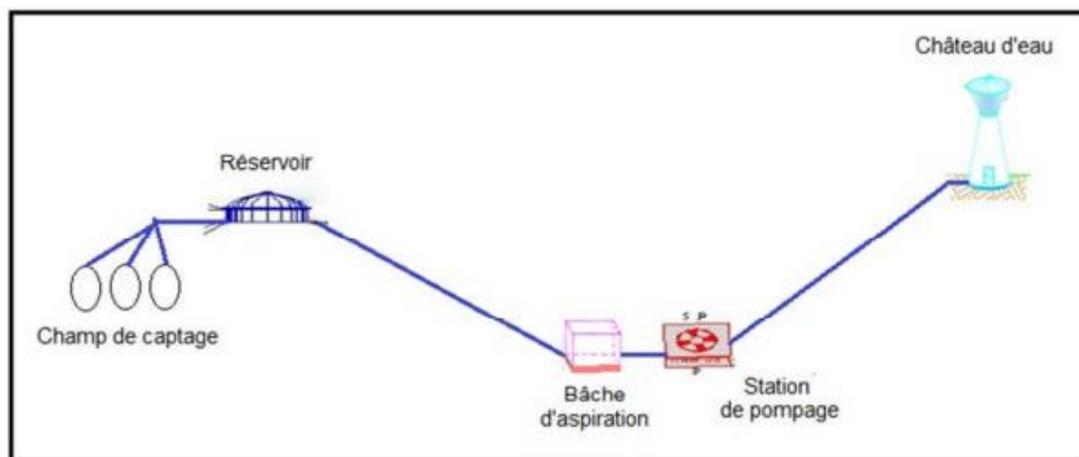


Figure I-2 : cas d'une adduction mixte [2].

I.3.4. Adduction par refoulement

Le pompage de l'eau est un système d'alimentation utilisant une pompe hydraulique pour refouler l'eau jusqu'à une altitude élevée.

On appelle pompe hydraulique, une machine destinée à faire élever un liquide dans une conduite [1].

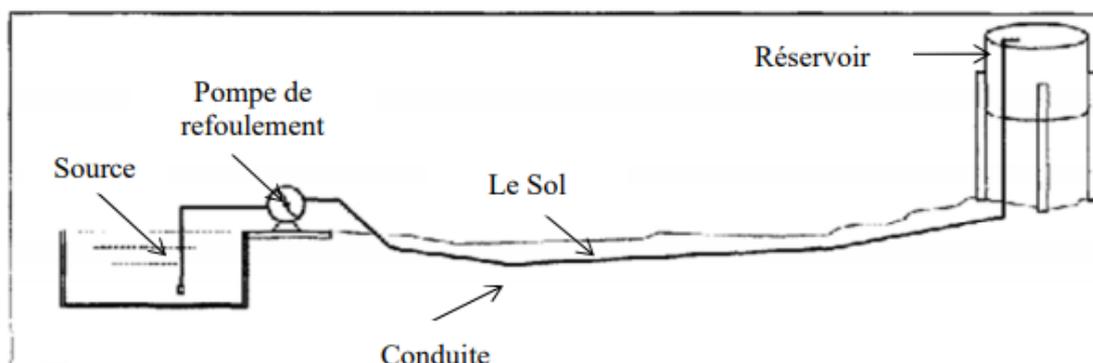


Figure I-3 : cas d'une adduction par refoulement [2].

I.3.4.1. Calcul des diamètres économiques des conduites de refoulements

Du point de vue économique, conduite de refoulement et station de pompage sont liées.

En effet, plus le diamètre de la conduite est petit pour un même débit à relever, plus la perte de charge, sera grande, plus le moteur d'entraînement devra être puissant, donc, plus l'énergie dépensée sera importante.

Par contre si le diamètre augmente, la vitesse diminue, les pertes de charges diminuent, l'énergie dépensée par la station diminue et le coût de la construction du tuyau augmente.

Il est donc intuitif qu'il existe un diamètre économique pour la conduite de refoulement résultant en première approche à partir des relations suivantes [1] :

➤ **Formule de BRESS**

$$D = 1,5 \times \sqrt{Q} \dots \dots \dots (I - 3)$$

➤ **Formule de BONNIN**

$$D = \sqrt{Q} \dots \dots \dots (I - 4)$$

Avec :

- ✓ Q : débit à élever en (m³/s).
- ✓ D : diamètre économique en (m).

Les formules utilisées ci-dessus donnent des diamètres calculés, qui ne sont pas normalisés, pour cela, on considère plusieurs diamètres (généralement une gamme de diamètres normalisés au voisinage du diamètre économique calculé), et on calcule d'une part les dépenses d'amortissement de la conduite et d'autre part, les frais d'exploitations.

I.3.4.2. Frais d'amortissement

Ils augmentent avec le diamètre de la canalisation, on doit tenir compte de l'annuité(A) d'amortissement [1] :

Les frais d'amortissement sont donnés par la formule suivante :

$$Fam = Prc \times A \quad [DA] \dots \dots \dots (I - 5)$$

Avec:

- Prc: prix de la conduite en (DA), (prix de la canalisation et le prix de tassement au m.L).
- A : Amortissement annuel. Il est donné par la formule suivante :

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \dots \dots \dots (I - 6)$$

- i : Taux d'annuité annuel, i = 8 %
- n : nombre d'années d'amortissement.

I.3.4.3 Frais d'exploitation

Il faut d'abord déterminer les pertes de charges (ΔH) engendrées dans les conduites, connaissant la hauteur géométrique, on peut déterminer les hauteurs manométriques totales correspondant à chaque canalisation pour connaître la puissance absorbée par la pompe, donc les frais d'exploitations [1].

I.3.4.4. Calcul de la hauteur manométrique totale

La hauteur manométrique totale est la somme de pertes et de la hauteur géométrique [1].

$$HMT = H_g + \Delta H_a + \Delta H_r = H_g + \Delta H_t \dots \dots \dots (I - 7)$$

Avec :

- H_g : la hauteur géométrique
- ΔH_a : pertes de charge à l'aspiration
- ΔH_r : pertes de charge au refoulement

Elles sont occasionnées par les singularités des différents accessoires de la conduite (Coude, vannes, clapets,) Elles sont estimées à 15 % des pertes de charge linéaires

$$\Delta H_s = 0,15 \times \Delta H_l \dots \dots \dots (I - 8)$$

Ce sont la somme des pertes de charge linéaires et les pertes de charge singulières, alors :

$$\Delta H_t = \Delta H_l + \Delta H_s \Leftrightarrow \Delta H_t = \Delta H_l + 0,15 \times \Delta H_l$$

$$\Rightarrow \Delta H_t = 1,15 \times \Delta H_l$$

I.3.4.5. Puissance absorbée par la pompe

C'est la puissance fournie à pompe, définie comme suit [1] :

$$P = \frac{g \cdot Q \cdot HMT}{\eta} \dots \dots \dots (I - 9) \text{ (Kwatt)}$$

Avec :

- η : rendement de la pompe en (%)
- Q : débit refoulé par la pompe en (m³/s)
- g : pesanteur (9.81 m/s²).

I.3.4.6. Energie consommée par la pompe

L'Energie consommée par la pompe est définie par la formule suivant [1] :

$$E = P \times t \times 365.25 \dots \dots \dots (I - 10) \text{ [Kwh]}$$

Avec :

- t : c'est le temps de pompage par jour en (heure);
- P : puissance de la pompe en (kW).

IV.3.4.7. Frais d'exploitation

Les frais d'exploitation sont définis par la formule suivante [1] :

$$F_{ex} = E \times e \text{ [DA]} \dots \dots \dots (I - 11)$$

Avec :

- ✓ E : énergie consommée par la pompe en (Kw H))

✓ e : prix unitaire d'un Kw h donnée par la SONEGAS. (e=4,67DA)

I.4. Charge hydraulique

Rappelons que la charge hydraulique (en m) dans une section quelconque d'une conduite est définie par [1]:

$$H = a \frac{V^2}{2g} + \frac{P}{\rho g} + Z \dots \dots \dots (I - 12)$$

Avec :

- ρ: Masse volumique du fluide [kg/m³],
- g : l'accélération de la pesanteur [m/s²],
- Z : la hauteur à laquelle se trouve le fluide [m],
- P : La pression statique [Pa]
- V : La vitesse du fluide [m/s].
- A : coefficient de correction de la vitesse

I.4.1. Perte de charge linéaire

Rappelons que les pertes de charge linéaire (en m) dans une conduite quelconque est définie par [1].

$$\Delta h_p^{lin} = \lambda \frac{L.V^2}{2g.D} \dots \dots \dots (I - 13)$$

Avec :

- λ : Coefficient de frottement qui est en fonction de la rugosité de la paroi interne de la conduite
- L : longueur de la conduite (m) ;
- V : la vitesse en (m/s) ;
- D : diamètre économique de la conduite de refoulement (m) ;
- g : accélération de la pesanteur (9,81m/s²).

I.4.2. Perte de charge singulaire

Rappelons que les pertes de charge singulaire (en m) dans une conduite quelconque est définie par [5].

$$\Delta h_p^{sing} = k \frac{V^2}{2g} \dots \dots \dots (I - 14)$$

Avec :

- k : Coefficient de singularité.

I.4.3. Calcul le coefficient de perte de charge λ

La détermination de λ a été déterminée par la formule de CALEBROOK [1].

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left(\frac{k}{3,7D} + \frac{2,52}{Re\sqrt{\lambda}} \right) \dots \dots \dots (I - 15)$$

Avec :

- K : rugosité de la conduite (mm);
- $Re = \frac{v.D}{u}$ nombre de Reynolds ;
- u : viscosité cinématique de la fluide (m²/s);

Ou par la formule de Nikuradzé

$$\lambda = (1,14 - 0,86 \ln(\frac{\epsilon}{D}))^{-2} \dots \dots \dots (I - 16);$$

I.5. Position de la ligne piézométrique

La ligne piézométrique correspondant aux pression relatives est représentée approximativement par la droite AA' (On a négligé les pertes de charges dues à l'entrée et à la sortie des réservoirs. La ligne piézométrique BB' correspond aux pressions absolues ($\frac{Pa}{\varpi} = 10.33m$) [6].

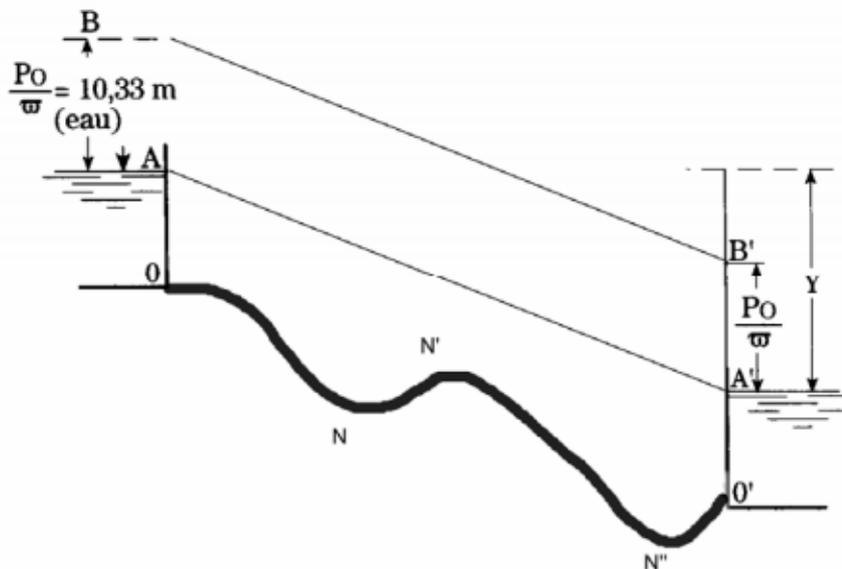


Figure I. 4: la ligne piézométrique d'une conduite gravitaire normal [6];

Si la conduite toute entière est située au-dessous de AA', la pression dépasse la pression atmosphérique. Cette hypothèse correspond à une situation normale. Il faut prévoir des ventouses aux points les plus élevés pour la sortie de l'air accumulé et des décharges de fond N et N'' pour la vidange et le nettoyage.

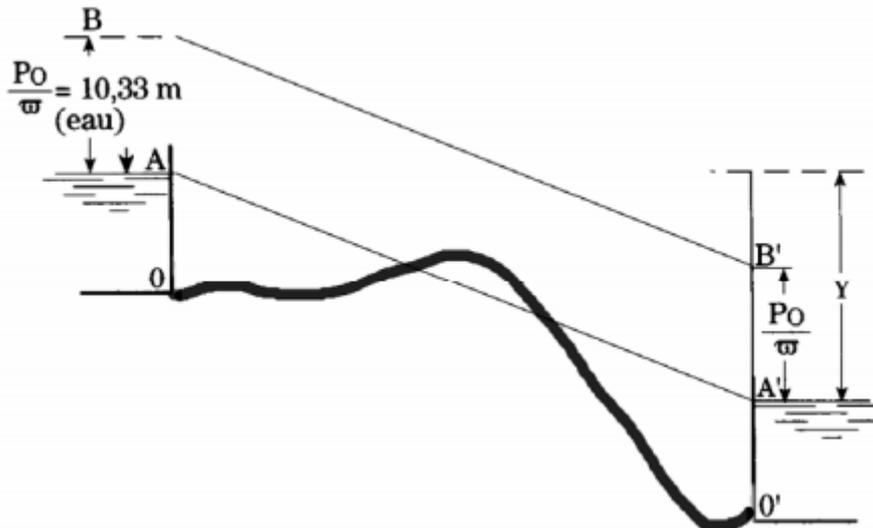


Figure I.5 : la ligne piézométrique si la conduite passe au-dessus de la ligne piézométrique AA' [6].

Dans ce cas, on doit éviter les zones en dépression ; en effet, une fente éventuelle facilitera l'entrée de corps étrangers et peut contaminer l'eau. La pose d'une ventouse normale est contre indiquée, étant donné qu'elle permettrait.

L'entrée de l'air et provoquerait en conséquence, une réduction de débit. Dans la majorité des cas, on évite ce type de tracé.

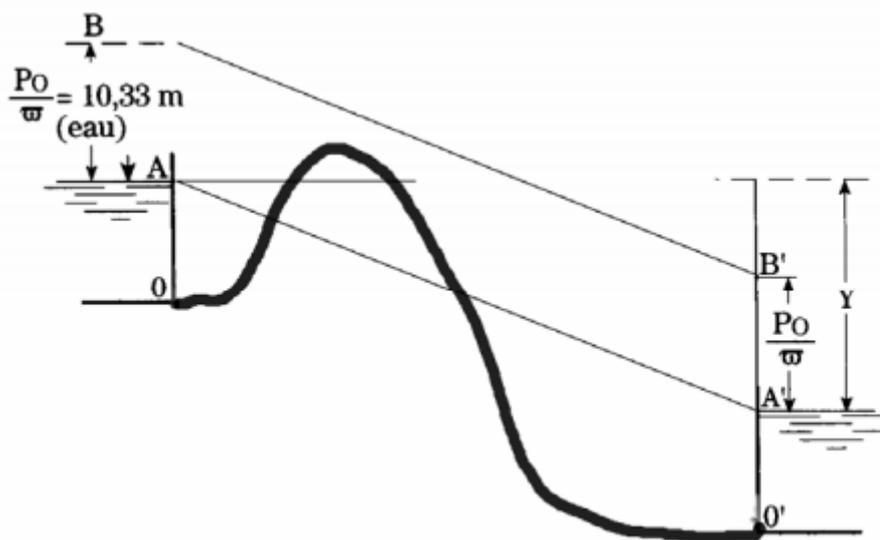


Figure I. 6: la ligne piézométrique en Si la conduite s'élève au-dessus de la ligne horizontale qui passe par A [6].

Dans ce cas, il n'y aura écoulement que si toute la conduite a été remplie d'eau au préalable (effets de siphonage).

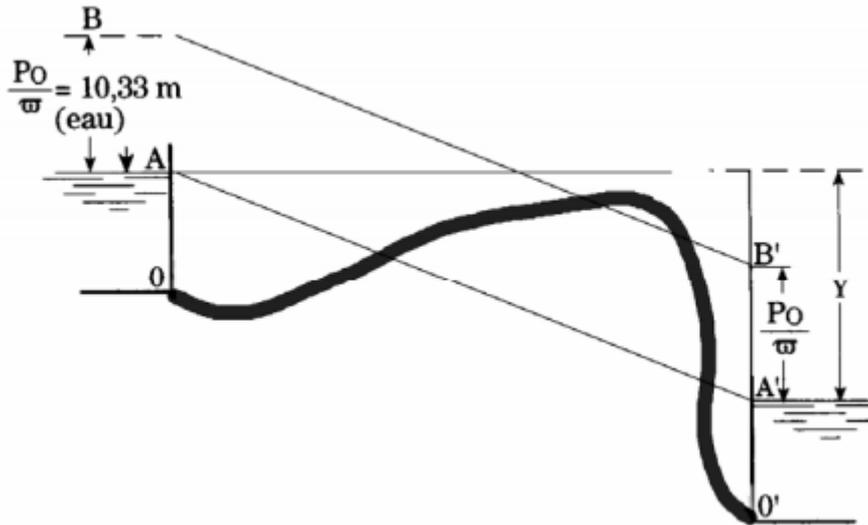


Figure I.7 : Ligne piézométrique en cas la forme de la conduite est toujours située au-dessous de l'horizontale passant par A [6],

Si la forme de la conduite est toujours située au-dessous de l'horizontale passant par A, mais dépassant BB', l'écoulement se fait sans siphonage.

Cependant, la pression est nulle pour la partie située au-dessus de BB' : il y a cavitation. L'écoulement se fait avec une section partiellement pleine et le débit diminue.

Les dégagements d'air et de vapeur d'eau dans les régions de forte dépression rendent l'écoulement irrégulier.

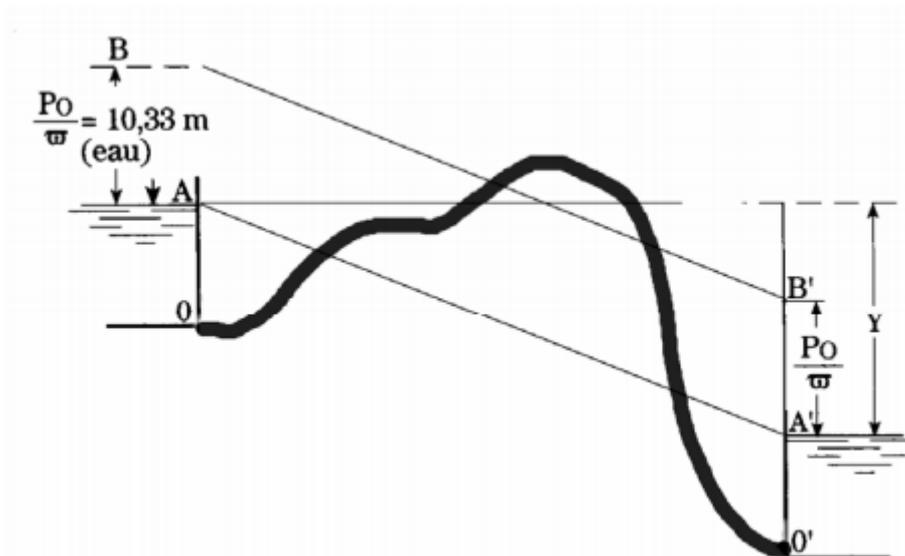


Figure I. 8: Ligne piézométrique en cas la conduite a un tronçon au-dessus de l'horizontale passant par A [6].

Dans ce cas, il faudrait amorcer le siphon, l'écoulement se ferait en section partiellement pleine et de façon très irrégulière. Si la conduite dépasse la cote B, il est impossible d'amorcer l'écoulement.

I.6. Stations pompage

Stations de pompage sont des installations, y compris les pompes et équipements pour le pompage de liquides d'un endroit à l'autre. Ils sont utilisés pour une variété d'infrastructures systèmes, tels que l'approvisionnement en eau de canaux, le drainage des terres basses, et l'élimination des eaux usées aux sites de transformation [7].

I.6.1 Pompes centrifuges

Sont composées d'une roue à aubes qui tourne autour de son axe, d'un Stator constitué au centre d'un distributeur qui dirige le fluide de manière adéquate à l'entrée de la roue, et d'un collecteur en forme de spirale disposé en sortie de la roue appelé volute.

Le fluide arrivant par l'ouïe est dirigé vers la roue en rotation qui sous l'effet de la force Centrifuge lui communique de l'énergie cinétique. Cette énergie cinétique est transformée en énergie de pression dans la volute.

Un diffuseur à la périphérie de la roue permet d'optimiser le flux sortant est ainsi de limiter les pertes d'énergie [7].

I.6.2. Principe de fonctionnement

Les pompes centrifuges fonctionnent suivant le principe d'une mise en rotation du fluide à pomper dans une roue tournant à grande vitesse (~600 - 3500 tr.mn-1). En sortie de roue, le fluide est canalisé dans un diffuseur, puis ralenti dans une volute, et la pression dynamique acquise au niveau de la roue (énergie de vitesse ou cinétique) est transformée en pression statique (énergie de pression) [8].

Le débit pompé est essentiellement fonction :

- ✓ De la différence de pression entre aspiration et refoulement (en m .C.I),
- ✓ De la vitesse de rotation de la roue,

- ✓ Du diamètre de la roue (vitesse périphérique).

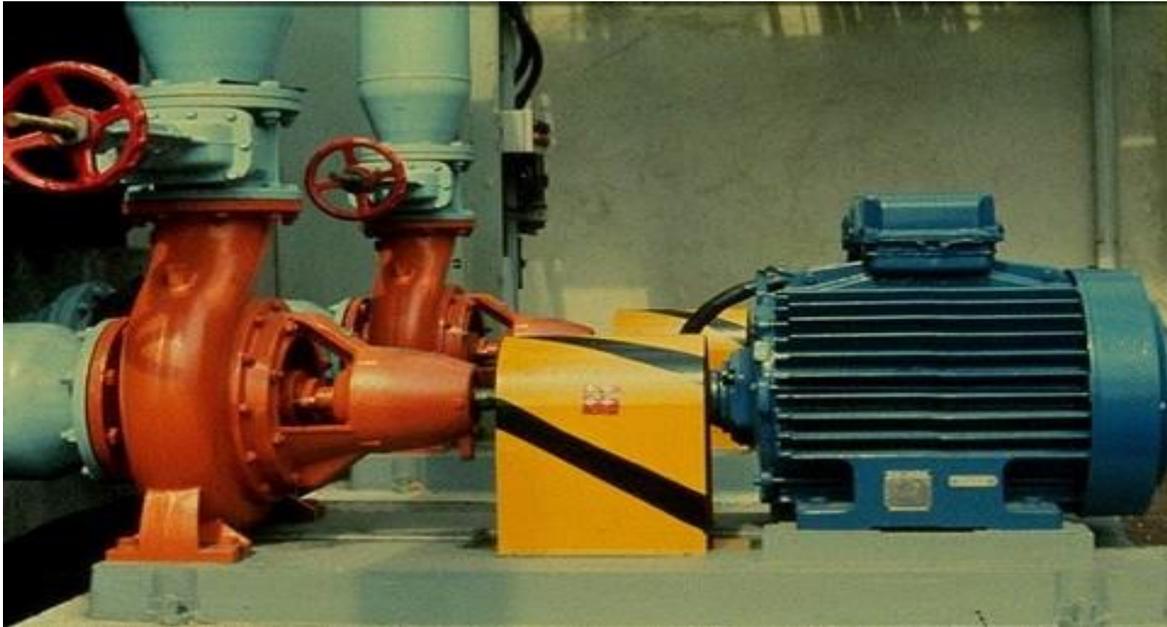


Figure I-9 : pompe à axe horizontale KSB [8].

I.6.2. Critères de l'emplacement de la station de pompage

Les stations de pompage sont installées selon les critères suivants [10] :

- ✓ Éviter les zones instables (sismiques et inondables),
- ✓ Il faut respecter les normes de distances (la distance minimale entre aéroport et une station de pompage est de 30 km),

Pour les terrassements et pour l'implantation de la station de pompage il est nécessaire de :

- ✓ Prévoir d'accès pour tous les ouvrages.
- ✓ Prévoir une plate-forme avec un revêtement routier. (Bitume),
- ✓ Utiliser les moyens de dérivation des eaux pluviales (drainage).
- ✓ Prévoir une cote du planché de rez-de-chaussée de telle manière à dépasser celle de la plate-forme de 0,15 à 0,5m.
- ✓ Prévoir la verdure autour de la station de pompage pour l'environnement

I.6.3. Association des pompes

- Pompes en parallèle : Lorsque l'on met deux pompes en parallèle, les débits s'ajoutent. Ainsi, on peut reconstruire la caractéristique de l'ensemble des deux pompes en sommant le débit pour une hauteur manométrique donnée [8].
- Pompes en série : Lorsque les pompes sont en série, il faut ajouter la hauteur manométrique. On retrouve ce cas dans les pompes multicellulaires [8].

I.6.4. Courbes caractéristiques des pompes

Les courbes principales qui caractérisent une pompe centrifuge et qui expriment ses performances sont [10] :

Pour une vitesse de rotation donnée, diamètre de la roue, au nombre de quatre :

- ✓ La courbes débit-hauteur [H-Q] : qui exprime les variations des différentes hauteurs de relèvement en fonction du débit.
- ✓ La courbes du rendement [η_p - Q] : qui exprime le rendement de la pompe pour différents débits.
- ✓ La courbes des puissances absorbées pour les différents débits [P_{abs} - Q].
- ✓ La courbes des $(NPSH)_r$ pour différents débits [$(NPSH)_r$ - Q].

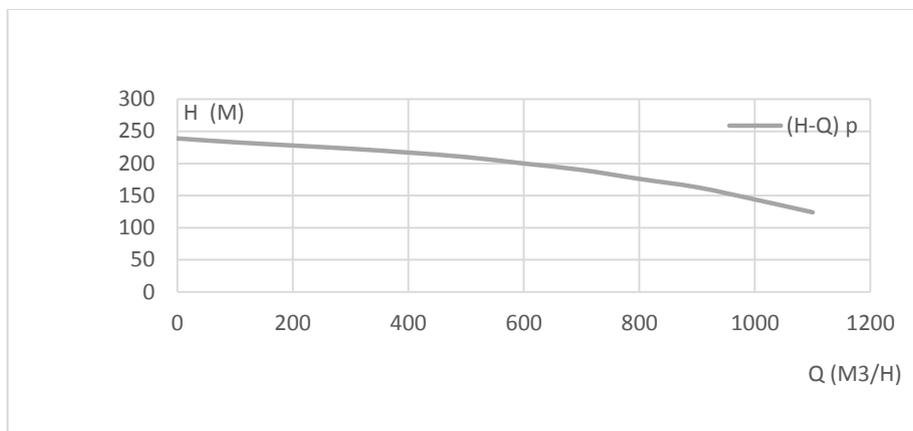


Figure I-10 : exemple de corrélation de débit [7].

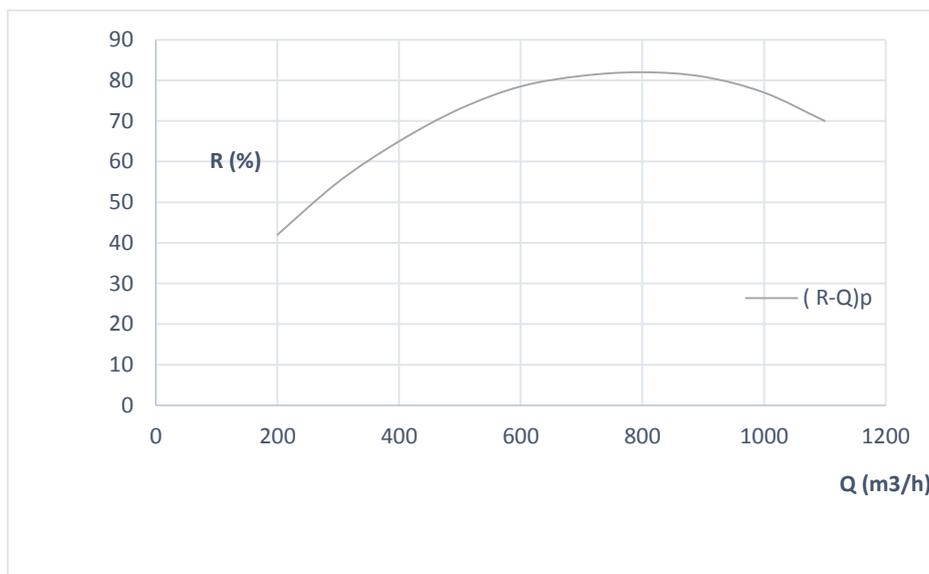


Figure I-11 : Exemple de corrélation de rendement [7]

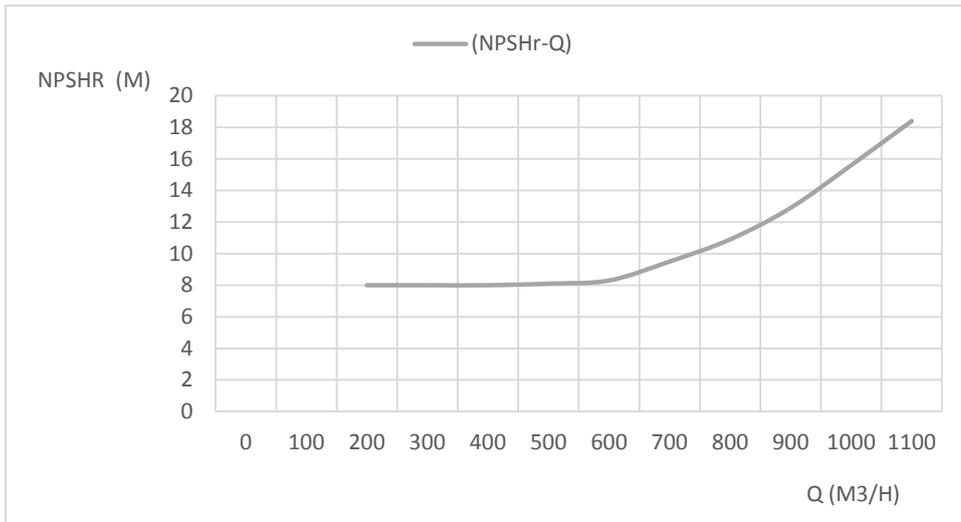


Figure I-11 : Exemple de corrélation de l’NPSH [7]

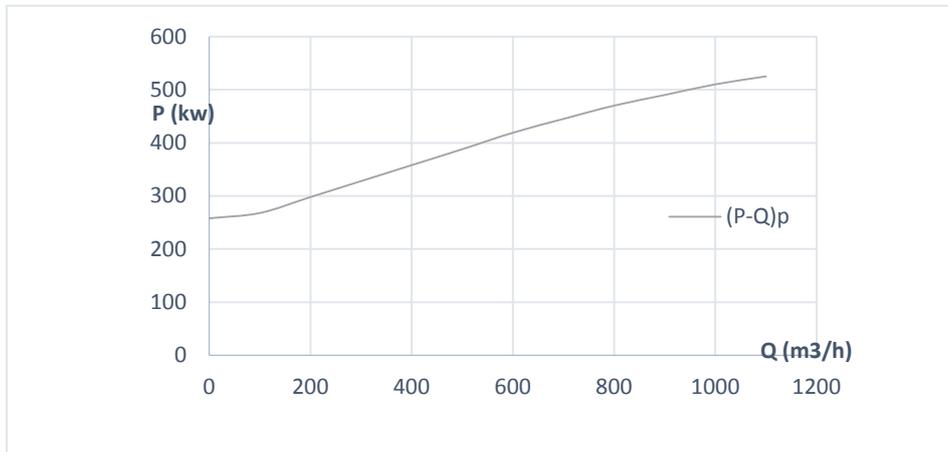


Figure I-12 : Exemple de corrélation de puissance [7].

I.6.6. Points de fonctionnement des pompes

Le point de fonctionnement détermine exactement les caractéristiques de la pompe, Chaque station de pompage à un point de fonctionnement « A », le point « A » est obtenu par l’intersection de la courbe caractéristique de la pompe (H-Q)_p et la courbe caractéristique de la conduite de refoulement (réseau), (H-Q)_C avec [10] :

- ✓ (H-Q)_p : donnée par le constructeur de la pompe,
- ✓ (H-Q)_C : déterminer par l’utilisateur, est déterminé par les calculs :

$$H_c = H_g + \Delta h_t \dots \dots \dots (I - 17)$$

Avec :

- Δh_t : Perte de charge totale occasionnée par la conduite (m) ;

$$\Delta h_t = (1,1 \text{ à } 1,15) \times \Delta h_p^{lin} \dots \dots \dots (I - 18)$$

Avec :

- Δh_p^{lin} : Perte de charge linéaire (m) ;

$$\Delta h_p^{lin} = \frac{8 \cdot \lambda \cdot L_{ref} \cdot Q^2}{\pi^2 \cdot g \cdot D_{ec}^5} \dots \dots \dots (I - 19)$$

Avec :

- λ Coefficient de frottement qui est en fonction de la rugosité de la paroi interne de la conduite et du régime d'écoulement ;
- L_{ref} : longueur de la conduite de refoulement (m) ;
- Q : débit refoulé par la pompe (m^3/s) ;
- D_{ec} : diamètre économique de la conduite de refoulement (m) ;
- g : accélération de la pesanteur ($9,81m/s^2$) ;

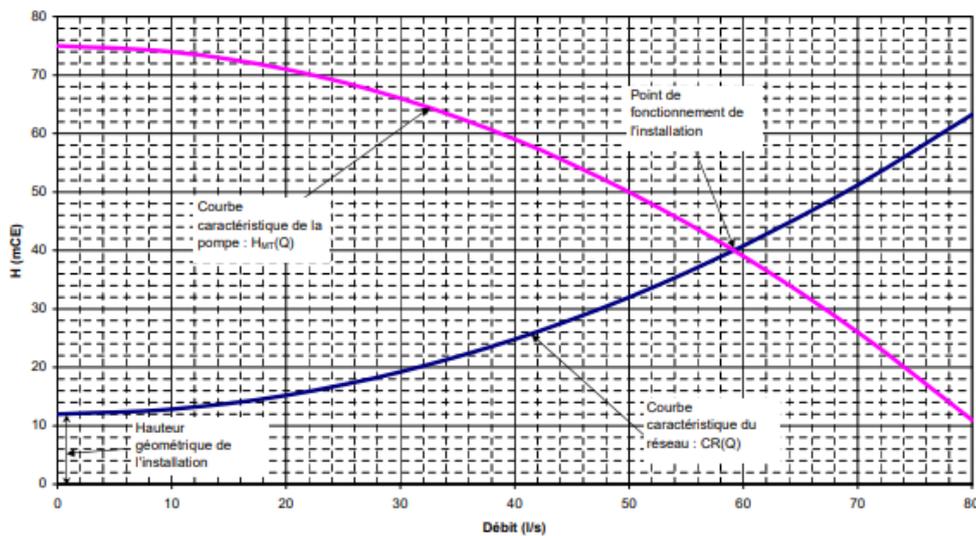


Figure I-13 : exemple d'un point de fonctionnement d'une installation [6].

I.7. Coup bélièr

Le coup de bélièr est une étape de régime transitoire à paramètres hydrauliques prépondérants (pression, vitesse) sont rapidement variables dans le temps et dans l'espace.

Il se produit un phénomène oscillatoire d'onde de pression qui se propage sur toute la longueur de la conduite en s'amortissant progressivement, il a pour conséquences un déboitement des conduites et détérioration de robinetterie ou appareils de comptage, il peut entraîner des dégâts considérables sur les appareils de pompages.

Donc elle est importante de protéger les équipements contre les conséquences néfastes de ce phénomène, cela par des appareils qui auront pour rôle l'atténuation et la limitation des variations brusques de pression (surpression et dépression) [11].

I.7.1. Causes de coup de bélièr

Les causes les plus fréquentes de coup de bélier sont les suivantes [11].

- ✓ Arrêt brutal d'un ou plusieurs groupes électro-pompes.
- ✓ Démarrages d'un ou plusieurs groupes électropompes,
- ✓ Fermeture instantanée ou rapide d'une vanne de sectionnement.

I.7.2. Risques dus aux coups de bélier

- **Fortes pressions** : Si la somme de la surpression et de la pression initiale dépasse la pression maximale admissible (PMA) de la conduite, il peut y avoir fissuration, des cassures de cette dernière, et dislocation des joints.
- **Pression négatives** : apparait soit à la suite d'une forte pression, soit à suite d'un arrêt brusque de la pompe. si la pression devient inférieur à 10 m.c.e entraines une implosion de la conduite, cavitation, l'aspiration des joints, décollement de l'enduit interne de protection.
- **Fatigue de la conduite** : l'alternance des surpressions et des dépressions provoque la fatigue de la conduite [11].

I.7.3. Valeur numérique de coup de bélier :

Pour déterminer la vitesse de propagation de l'onde de surpression (dépression) ou la célérité « c », celle-ci fonction de fluide véhiculer et des caractéristiques de la conduite et de sol de recouvrement, selon la formule de **LORENO Alliévi** [12] :

$$C = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + K \frac{D}{e}}} \dots \dots \dots (I - 20) \quad (m/s)$$

Cette formule est trouvée par monsieur **LORENO Alliévi**, elle est plus répandue au cas réel, elle donne la célérité d'onde du coup de bélier quand la conduite est enterrée. Elle donne de bons résultats quel que soit le type d'installations [12].

Avec :

- K : Coefficient d'élasticité de La conduite PEHD. K=83.
- ρ : Masse volumique de l'eau ; ρ = 1000 kg / m³
- e : Épaisseur de la conduite (m).

On détermine ensuite la durée du phénomène, c'est-à-dire le temps nécessaire par l'onde de surpression (ou dépression) pour faire l'aller et le retour sur la totalité du tronçon, ce temps est calculé selon la formule suivante :

$$T = \frac{2L}{c} \dots \dots \dots (I - 21)$$

Avec :

- L : longueur de la conduite en mètre.
- T : durée de l'aller et retour de l'onde en seconde.
- C : la célérité (m/s).

On fait la comparaison entre la durée de la surpression (dépression), et le temps de la manœuvre de fermeture normale de robinet de vanne t :

t < T la fermeture est brutale.

t > T la fermeture est progressive.

Si la manœuvre de fermeture en situation normale et brutale, le coup de bélier sera plus élevé et son calcul ne dépendra pas du temps de fermeture.

Si la manœuvre de fermeture normale est progressive, le coup de bélier sera moins élevé et son calcul dépendra effectivement du temps nécessaire à effectuer la manœuvre.

On détermine la valeur de coup de bélier selon les formules suivantes et pour les cas examinés [12] :

- ✓ Formule de JOUKOSWSKI (manœuvre brutale)

$$b = \frac{CV_0}{g} \dots \dots \dots (I - 22)$$

- ✓ Formule de MICHAUD –ALLIEVI (manœuvre lente)

$$b = \frac{2LV_0}{tg} \dots \dots \dots (I - 23)$$

Avec :

- V₀ : la vitesse initiale de l'eau dans la conduite (en régime permanent);

Pour les conduites de refoulement, le temps « t » signifie le temps mis par le groupe électropompe pour s'arrêter.

Par ailleurs, nous constatons que le coup de bélier est :

- ✓ Proportionnel à la vitesse de l'eau dans la conduite ;
- ✓ Proportionnel à la longueur de la conduite ;

Il est donc possible, d'avoir, comme valeur maximale de la pression dans une conduite, exprimé en mètres colonne d'eau, si H₀ est la pression avant l'apparition du coup de bélier [11] :

- Cas de la surpression

$$H_{\max} = H_0 + \frac{CV_0}{g} \dots \dots \dots (I - 24)$$

- Cas de dépression

$$H_{\min} = H_0 - \frac{CV_0}{g} \dots \dots \dots (I - 25)$$

I.7.4. Installation du réservoir d'air

Le réservoir d'air sera installé après le clapet (la pompe), à une distance « L » fonction du temps de fermeture de clapet et la célérité d'onde,

Elle est préférable d'installer à l'extérieur du bâtiment de la station de pompage afin de réduire l'encombrement à l'intérieur de la salle des machines et de gagner sur son génie civil [12].

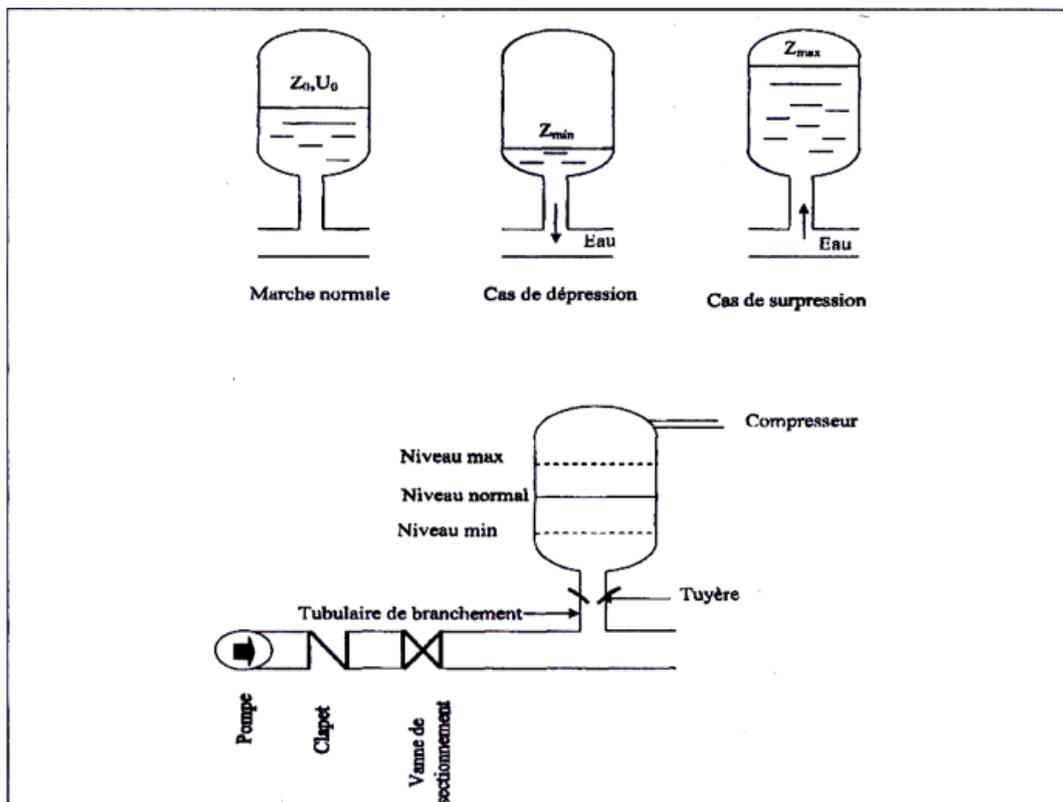


Figure I-14 : l'emplacement de réservoir d'aire [11].

I.8. Réservoir de stockage

Outre la sécurité qu'ils assurent en cas de défaillance momentanée de la production, les réservoirs sont susceptibles d'intervenir dans l'exploitation courante comme régulateurs à la fois du débit et de la pression.

Avec les progrès enregistrés dans les techniques de pose et les techniques de protection automatique des conduites d'adduction et de distribution, les réservoirs d'eau assurent les fonctions suivantes [7]. :

- ✓ Réservoirs de stockage dans les systèmes de distribution ;
- ✓ Bâches de reprise dans les stations de pompage ;
- ✓ Réservoirs tampon de régularisation de pression dans les systèmes d'adduction ;
- ✓ Réservoirs d'eau traitée au niveau des stations de traitement ;
- ✓ Matérialisation des réserves stratégique dans les métropoles ;

I.8.1. Rôle des réservoirs

Les réservoirs constituant une réserve qui permet d'assurer aux heures de pointe les débits maximaux demandés, de plus, ils permettent de combattre efficacement les incendies en plus les réservoirs offrant notamment les avantages suivants [7] :

- ✓ Régularisation le fonctionnement de la station de pompage ;
- ✓ Simplification l'exploitation ;
- ✓ Assurer les pressions nécessaires en tout point du réseau ;
- ✓ Coordination du régime d'adduction d'eau au régime de distribution ;
- ✓ Maintenir l'eau d'une température constante et préserver des contaminations ;
- ✓ Jouer le rôle de brise charge dans le cas d'une distribution étagée ;
- ✓ Jouer le rôle de relais ;
- ✓ Réduction des dépenses d'énergie en réduisant la puissance consommée par les pompes ;

I.8.2. Emplacement des réservoirs

L'emplacement du réservoir tient compte du relief permettant d'obtenir des dépenses minimales des frais d'investissement et l'exploitation.

Donc on est amené à prendre en considération les facteurs suivants [7] :

- ✓ Le point le plus bas à alimenter.
- ✓ La hauteur maximale des immeubles (bâtiment).
- ✓ Les pertes de charge à partir du réservoir jusqu'au point le plus défavorable de la ville en question.
- ✓ L'état du relief de la ville qui pourra favoriser la construction d'un réservoir au sol qu'aux propriétés technico-économique suivant :
 - Simplicité de réalisation du coffrage.
 - Étanchéité plus facile à réaliser.

I.8.3. Détermination de la capacité de réservoir

Le calcul du volume du réservoir se fait à partir du débit rentrant et du débit sortant pour les différentes heures de la journée.

La détermination de cette capacité, tient compte de la Répartition journalière maximale du débit consommé caractérisé par le coefficient horaire.

Deux méthodes peuvent être appliquées pour la déterminer [14] :

- ✓ La méthode analytique.
- ✓ La méthode graphique

La réserve de distribution, la réserve de sécurité et la réserve incendie. La capacité de stockage sur les réseaux de distribution est comprise au minimum entre 25% et 50% de la consommation journalière de pointe, exclue la réserve incendie.

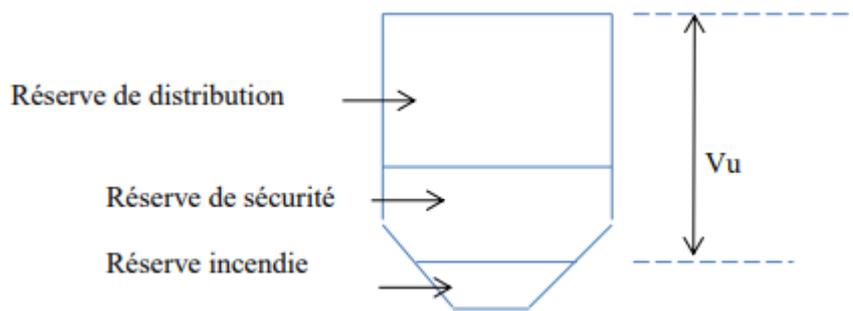


Figure I.15 : composition volumique d'un réservoir de stockage [14].

I.8.3.1. Méthode analytique

La méthode analytique consiste à calculer, pour chaque heure de la journée, le résidu dans le réservoir. Le volume de régulation sera [6] :

$$V_u = \frac{P(\%)*Q_{max,j}}{100} \dots \dots \dots (I - 26) \quad (m^3)$$

Avec :

- V_u : volume utile (m^3) ;
- P (%) : fraction horaire maximale des restes du débit maximum journalier;
- $Q_{max,j}$: La consommation maximale journalière (m^3/j);

Le volume total détermine en ajoutant le volume d'incendie au volume de régulation :

$$V_T = V_u + V_{inc} \dots \dots \dots (I - 27)$$

Avec :

- V_T : capacité totale du réservoir (m^3) ;
- V_{inc} : volume d'incendie estimé à $120 m^3$;

I.8.3.2. Méthode graphique

La méthode graphique tient compte de la consommation totale déduite à partir des coefficients des variations horaires de la consommation et de la courbe d'apport de débit pompé [14].

La capacité est déduite à partir des extremums cumule de la consommation vis à vis de celle des apports.

I.8.4. Équipements du réservoir

Le réservoir doit être équipé [14] :

- ✓ D'une conduite d'arrivée ou d'alimentation.
- ✓ Une conduite de départ ou de distribution.
- ✓ Une conduite de vidange.
- ✓ Une conduite de trop-plein.
- ✓ Système de matérialisation de la consigne d'incendie.
- ✓ Conduite by-pass.

Ces conduites sont commandées dans une chambre de manœuvre.

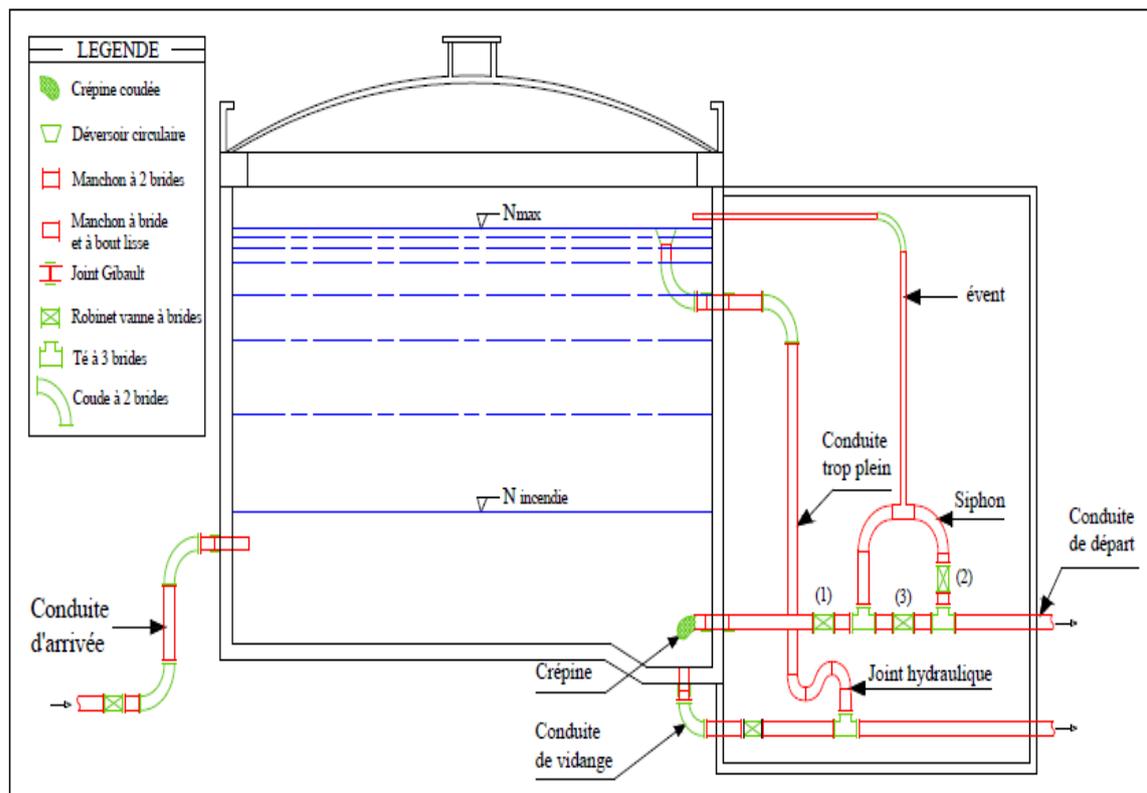


Figure I-16 : les équipements de réservoir semi enterrée [7].

I.9. Electro-soudage

I.9.1 Principe de la technique

Cette technique consiste à réaliser des assemblages au moyen de raccords électro soudables (manchons, coudes, tés...).

Un raccord en polyéthylène est dit électro soudable lorsqu'il contient une résistance électrique, introduite lors du processus d'injection.

Cette résistance est assortie de deux connecteurs électriques apparents sur la face extérieure du raccord. Ils permettent la liaison avec la machine de soudage.

Une fois reliée à une source d'énergie, cette résistance libère une chaleur suffisamment optimisée pour provoquer la fusion en surface des matières polyéthylène, celle du raccord et des deux tubes à assembler.

Après refroidissement, et donc fin du cycle, il y'aura constitution d'un assemblage cohérent assurant une étanchéité quasi parfaite.

Cette technique est valable pour l'ensemble des diamètres sans exclusion [16].

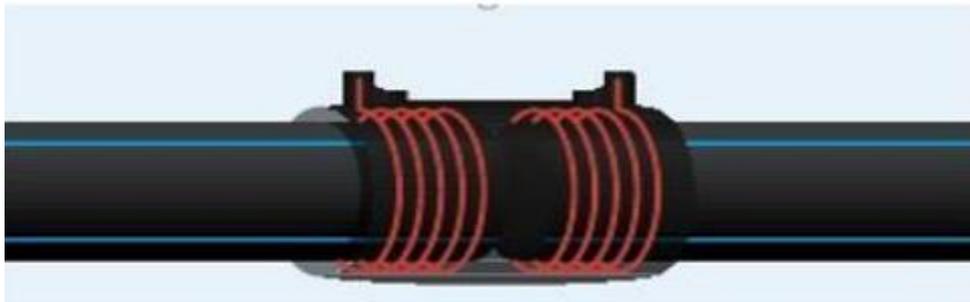


Figure I-17 : électro-soudage [W16].

I.9.2. Soudage bout à bout :

Le soudage bout à bout est une technique d'assemblage des thermoplastiques par la fusion des extrémités de deux éléments tubulaires au moyen d'une plaque chauffante, appelée miroir.

Ce procédé consiste à faire fondre la matière au niveau de la surface à souder, à mettre en contact les parties fondues pour en assurer le mélange intime et à laisser refroidir l'assemblage ainsi constitué.

A l'état fondu, les chaînes de polyéthylène des deux tubes mis en contact s'interpénètrent et, en se solidifiant, se figent dans cet état, procurant ainsi à la soudure une certaine solidité [15].



Figure I-18 : Plaque chauffante [15].



Figure I-19 : Machine à souder bout à bout [15]

I.9.2.1. Les étapes principales du soudage bout à bout :

Le soudage bout à bout peut être divisé en quatre phases distinctes (figure II.11), bien représentées sur un diagramme temps– pression – température [15].

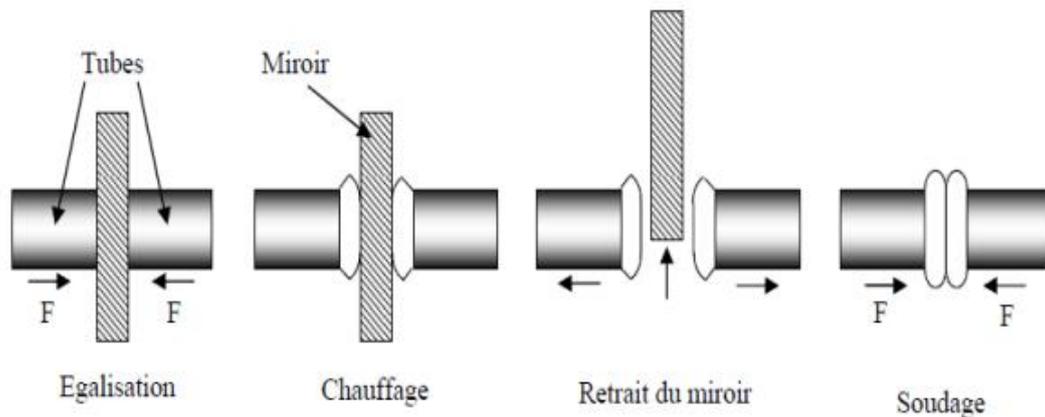


Figure I-20 : les phases de soudage bout à bout [15].

- **Phase 1 :**

Égalisation Cette étape a pour objectif de s'assurer que la totalité de la surface du tube est en contact avec le miroir chauffant. Les deux pièces à souder sont plaquées contre le miroir avec une certaine pression (0,18 MPa). Cette étape dure quelques secondes, le temps qu'une fine couche de polymère ait le temps de fondre. C'est ici que le cordon de soudure commence à se former [15].

- **Phase 2 :**

Chauffage Les deux tubes sont laissés en contact avec le miroir mais la pression appliquée est très faible, de l'ordre de 0,01 MPa, afin de s'assurer que les tubes restent en contact avec le miroir. Cette étape a pour but l'élargissement de la couche de polymère fondu, nécessaire au soudage. Le chauffage se termine lorsque l'on considère que l'épaisseur de polymère fondu obtenue est suffisante pour former une soudure de bonne qualité [15].

- **Phase 3 :**

Retrait du miroir Les tubes sont écartés du miroir afin de pouvoir le retirer. Sa durée doit être la plus courte possible pour limiter l'écoulement et le refroidissement du polymère fondu en contact avec l'air ambiant [15].

- **Phase 4 :**

Soudage C'est la dernière étape durant laquelle les deux tubes sont plaqués l'un contre l'autre avec une certaine pression que l'on maintient jusqu'à ce que la soudure se solidifie. Durant cette étape, la matière s'écoule latéralement donnant la forme définitive du bourrelet [15].

I.9.2.2. Avantages de soudage bout à bout :

Les avantages de soudage bout à bout sont [15]:

- Pas d'achat de composants ou de faibles couts
- Utilisable sur les très gros diamètres pour des coûts très inférieurs aux raccords électro-soudage

I.10. Accessoires hydrauliques

Sans parler des joints et des pièces spéciales (coudes, tés, cônes, raccords, croix, réductions,), les organes accessoires des conduites d'adduction sont les suivant : robinets-vannes, les ventouses et les clapets de retenue.

Installation de ces différents accessoires à pour but [7] :

- ✓ Assurer un bon écoulement,
- ✓ Régulariser les pressions et mesurer les débits,
- ✓ Protéger la canalisation,
- ✓ Soutirage des débits.

I.10.1. Robinets vannes

Les robinets-vannes sont les plus utilisés car ils présentent l'avantage d'une ouverture et d'une fermeture lentes (limitation des coups de bélier) : l'ouverture se fait à l'aide d'une lentille, en forme de coin, qui remonte par une vis tournant dans un écrou qui est fixé à cette lentille

Pour définir une vanne, il est nécessaire de connaître les éléments suivants [17] :

- ✓ Type de vanne (à opercule, à soupape, à papillon, etc...)
- ✓ La pression nominale de conception
- ✓ Le raccordement (à visser, à brides, à souder)
- ✓ La matière (en fonction du fluide, en raison de la compatibilité des matériaux)
- ✓ L'actionnement (manuel, ou motorisé)
- ✓ La norme de construction (qui définira les encombrements, le dimensionnement des brides éventuelles)

I.10.2. Catégories de vannes :

On peut ranger les vannes dans différentes catégories, selon leurs caractéristiques [17] :

- **Par la taille** : depuis le simple petit robinet jusqu'à la très grosse vanne de régulation du débit d'arrivée d'eau dans une centrale hydroélectrique ;

- **Par la fonction** : vanne régulatrice de débit, vanne de purge, vanne d'arrêt, etc;
- **Par le principe d'obstacle au débit employé** : vanne papillon, vanne à opercule, vanne à boisseau conique, vanne à boisseau sphérique, vanne trois-voies, vanne guillotine, etc. ;
- **Par le système de commande** : manuelle, électrique (on parle alors d'électrovanne), hydraulique, pneumatique, etc.

En particulier, les principaux types de vannes sont :

- ✓ Vanne à opercule ou à passage direct
- ✓ Vanne à clapet ou robinet à soupape
- ✓ La vanne à boule ou à boisseau sphérique
- ✓ Vanne à boisseau conique
- ✓ Vanne papillon
- ✓ Vanne guillotine
- ✓ Vanne à piston
- ✓ Vanne à cage
- ✓ Vanne à membrane
- ✓ Vannes spéciales [7].

I.10.2.1. Robinet vanne à coin (à opercule)

Les robinets vannes à opercule sont des appareils de sectionnement qui doivent être complètement ouverts ou fermés. Leur encombrement est considérable comparé à celui des vannes papillon. L'arrêt est fait par un obturateur en forme de coin.

Ce type de vanne est utilisé généralement à la côté aval de chaque pompe, à l'entrée des réservoirs, au côté d'aspiration de chaque pompe, est-elle est préférable de l'installe à chaque 400 m de la conduite gravitaire et de refoulement [7].



Figure I-21 : Robinets vanne à opercule [17].

I.10.2.2. Vannes papillons

Ce sont des vannes à survitesse, peuvent aussi bien servir pour le sectionnement que pour le réglage des débits. Ils sont d'un encombrement réduit, légers, le couple de manœuvre est faible. Elle occasionne une faible perte de charge.

Généralement utilisé à la sortie des réservoirs [7].



Figure I-22 : Robinets vanne papillon [17].

I.10.2.3. Vannes de décharge

C'est un robinet disposé au point bas du tracé en vue de la vidange de la conduite. La vidange se fait soit dans un égout (cas d'un réseau urbain), soit dans un fossé ou en plein air (cas d'une conduite compagne). Ce robinet sera posé dans un regard en maçonnerie facilement accessible [7].

I.10.2.4. Ventouses

Il existe deux types de ventouse [7] :

- a) **Ventouse simple** : assure le dégazage des conduites à haute pression.
- b) **Ventouse à deux orifices** réunis en un seul appareil.

Ces appareils se placent au niveau des points hauts des conduites où se rassemble l'air, soit au moment du remplissage, soit en cours de fonctionnement. C'est également en ces points qu'il faut faire une admission d'air lors des vidanges.

Dans les ventouses il est nécessaire de respecter des rapports d'ouverture de l'orifice et de diamètre de l'adduction.

La ventouse s'ouvrant en grand instantanément (dès que la bille se décolle) et se fermant avec quasiment la même rapidité, le risque de coup de bélier est important.

Il est donc conseillé un rapport de 1/50 entre la section de la purge et la section de l'adduction.

Ceci est moins vrai pour les purges manuelles équipées d'un simple robinet dont la fermeture et l'ouverture très progressives de l'orifice de purge évitent ainsi les risques de coup de bélier.

Toutes ces ventouses sont disposées dans des regards visitables et leur bon fonctionnement doit être vérifié périodiquement [18].

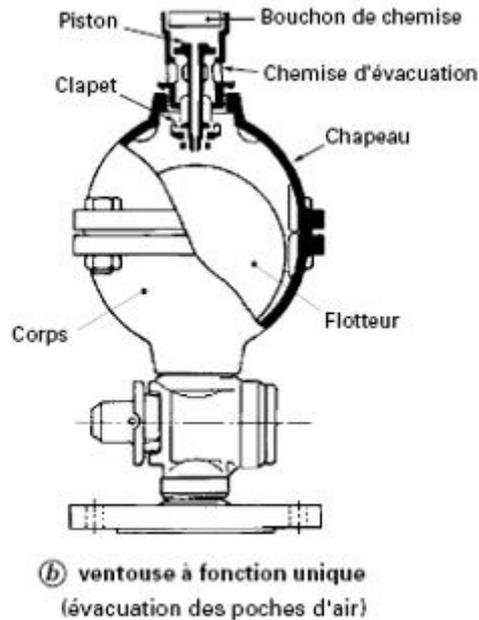


Figure I-23 : Ventouse a fonction unique [18].

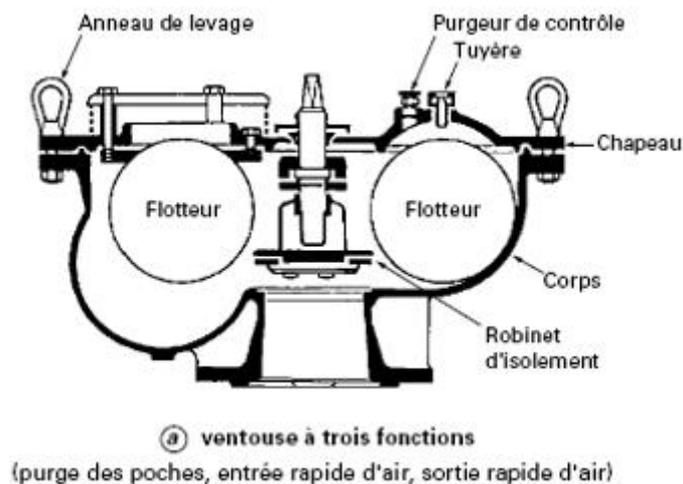


Figure I-24 : Ventouse à trois fonctions [18].

I.10.2.4. Vanne réductrice de pression

- ✓ Dans le réducteur de pression, deux forces s'opposent : celle du ressort de tarage (1), Et celle de l'eau du réseau aval sur la membrane souple (2).

- ✓ En cas d'écoulement d'eau, la pression dans le logement diminue et le ressort repousse la membrane souple. Cette action provoque l'ouverture du clapet (3), situé au niveau du corps en bronze (4).
- ✓ Si l'eau est fermée la pression dans le logement remonte jusqu'à l'équilibre des forces qui entraîne la fermeture du clapet.
- ✓ Le réglage de la pression désirée s'effectue avec la vis (5) qui comprime plus ou moins plus ou moins le ressort.
- ✓ Le raccordement de manomètres (6) permet de vérifier la pression aval [7].

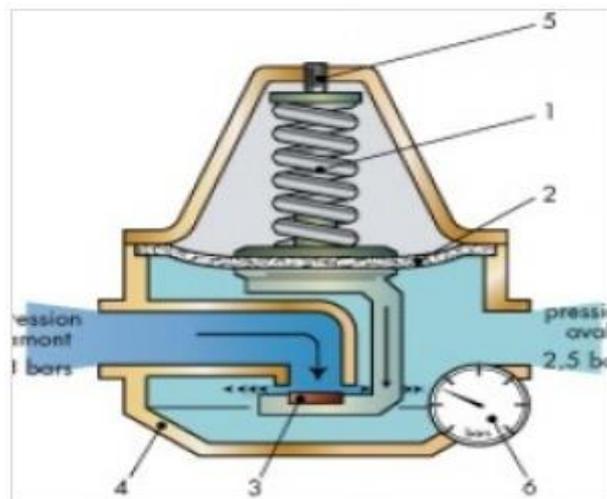


Figure I-25 : composition de la vanne réductrice de pression [17].



Figure I-26 : la vanne réductrice de pression [17].

I.10.2.5. By-pass

Les by pass est utilisé pour [7] :

- ✓ Faciliter la manœuvre de la vanne à fermeture lente ;
- ✓ Remplir à débit réduit, la conduite avant sa mise en service ;
- ✓ Relier la conduite d'arrivée à la conduite de départ du réservoir.

I.10.2.6. Crépines

La crépine évite l'entrée accidentelle de corps solides dans la pompe, elle est constituée par un cylindre perforé qui refuse le passage à des objets.

Il est à noter qu'une crépine doit toujours être entièrement immergée pour éviter les rentrées d'air (une marge suffisante doit être prévue pour le vortex) et éloignée d'environ 0,5 m du fond du puisard.

Les crépines sont installées dans chaque conduite de départ (collecteur d'aspiration) à l'intérieur des réservoirs [7]

I.10.2.7. Joints de raccordement

Les longueurs de tuyaux sont assemblées par des joints non verrouillés, verrouillés ou à brides. Les joints verrouillés permettent une autobutée des canalisations, évitant des massifs en béton lourds, encombrants et longs à réaliser. Les joints les plus couramment utilisés sont [7] :

- ✓ Le joint automatique ;
- ✓ Le joint GIBAULT ;
- ✓ Le joint verrouille ;
- ✓ Les joints mécaniques ;
- ✓ Le joint à brides (fixe ou orientable).

I.10.3. Organes des mesures

Les organes des mesures sont des éléments très important dans un réseau de distribution d'eau potable. Nous donnons les définitions de quelqu'un organes :

a) Mesure de débit

Il est important de connaître, par mesure des débits, le volume total envoyé dans un réseau de distribution : refoulé par une station de pompage, fourni par une station de traitement, donné par un forage, une source ou encore un réservoir. Ceci est, en effet, essentiel pour la bonne gestion d'un réseau de distribution.

La mesure des débits importants peut être réalisée par plusieurs moyens : le tube de Venturi, le diaphragme, la tuyère, le compteur à hélice (ou moulinet), le tube de Pitot, le déversoir à mince paroi, le compteur à induction (ou électromagnétique) [7],



Figure I-26 : débitmètre pour mesurer les débits [17].

b) Mesure de pression

Les appareils les plus utilisés pour mesurer la pression sont [7]:

- ✓ Les différents types de manomètre,
- ✓ Les capteurs de pression électromagnétique.

c) Le manomètre à tube de Bourdon :

Les manomètres à tube de Bourdon sont utilisés pour la mesure de pressions positives ou négatives de fluides gazeux ou liquides, à condition que ceux-ci ne soient ni hautement visqueux.

Les étendues de mesure s'étalent sur toutes les plages de 0,6 bar à 4 bars.

Pour les étendues jusqu'à 40 bars inclus on utilise normalement la forme en arc et à partir de 60 bars la forme hélicoïdale.

Les appareils sont fabriqués avec le raccordement vertical ou arrière. Il convient de les protéger contre les risques de surpression ou de dépassement d'échelle [5].



Figure I-27. : Le manomètre à tube de Bourdon [7].

I.10.4. Organes de raccordement

Les organes de raccordement sont nécessaires pour [7] :

- ✓ La déviation d'une partie d'écoulement ;
- ✓ L'introduction dans la conduite d'un débit supplémentaire ou son soutirage ;

- ✓ Le changement de diamètre de la conduite ;
- ✓ Le montage et le démontage des accessoires ;

Le changement de direction de la conduite.

I.10.4.1. Coudes

Les coudes sont des accessoires utiles surtout pour les réseaux maillé et ramifié, lorsque la conduite change de direction. Généralement, les coudes sont maintenus par des massifs de butées, convenablement dimensionnés [7].

On y distingue des coudes à deux emboîtements ou bien à emboîtements et à bout lisse ; les deux types de coude se présentent avec un angle α de : $\frac{1}{4}$ (90°), $\frac{1}{8}$ (45°), $\frac{1}{16}$ ($22^\circ30'$), $\frac{1}{32}$ ($11^\circ15'$).

I.10.4.2. Cônes

Les cônes sont utilisés pour relier deux conduites de diamètres différents comme on les rencontre aussi à l'entrée et à la sortie des pompes. On distingue [7] :

- ✓ Les cônes à deux emboîtements ;
- ✓ Les cônes à deux brides ;
- ✓ Les cônes à emboîtement et bride.

I.10.4.3. Tés

Les tés sont utilisés dans le but de soutirer un débit d'une canalisation ou d'ajouter un débit complémentaire.

Ils sont rencontrés au niveau des réseaux maillés, ramifiés et des canalisations d'adduction en cas de piquage

Les tés se présentent soit à trois emboîtements, soit à deux emboîtements et bride [7].

I.10.4.4. Manchons

En pratique, on rencontre des manchons à bouts lisses des deux extrémités, à deux emboîtements, à emboîtement et bout lisse, à deux brides, à bride et bout lisse, à emboîtement et bride, on les rencontre surtout au niveau des montages des appareils accessoires (vannes, clapet...) et au niveau de certains joints [7].

I.11. brise charge

Le brise charge c'est un réservoir à surface libre équipé à son entrée par une vanne permettant la dissipation de l'énergie de l'eau et aussi l'emplacement du brise charge dans un réseau d'AEP elle nous permet de limiter la pression statique maximale dans

le réseau a une valeur acceptable pour que notre conduite supporté cette valeur, ainsi que leur emplacement sont défini par l'étude du profil statique [19].

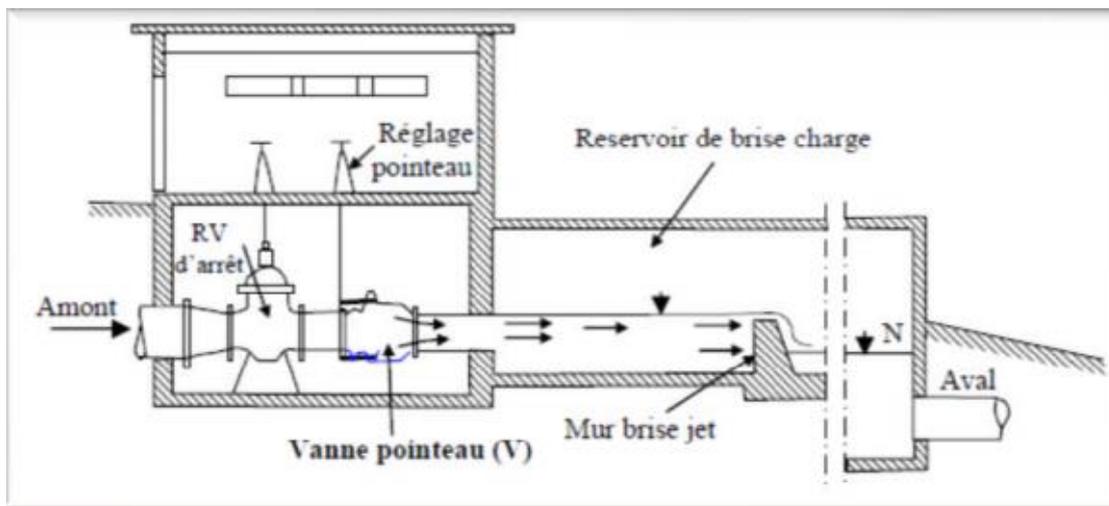


Figure I-28: brise charge avec jet débouchant l'air libre [19].

Le jet à la sortie de la vanne V peut déboucher à l'air libre (figure I.20) ou dans l'eau. Dans ce dernier cas le jet d'eau se trouver amortie par la masse d'eau. Dans ce cas l'obturateur de la vanne pointeau (V) est solidaire à un levier OAB, articulé en O, et portant en B un contre poids en tôle. Celui-ci peut être rempli d'eau par une conduite souple qui relié le fond du contre poids à la chambre. Ainsi, il y a toujours correspondance des niveaux d'eau dans le contre-poids et dans la chambre.

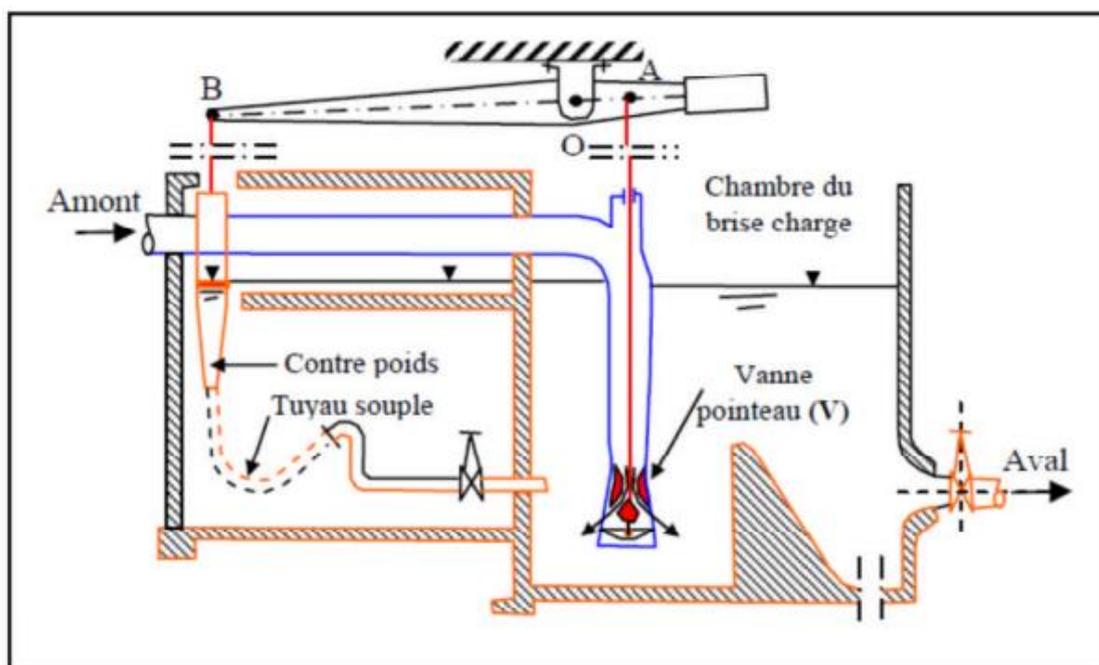


Figure I.29 : brise charge avec contre poids liquide [19].

Si le débit en aval diminue par suite d'une manœuvre de la vanne aval, le niveau d'eau dans le réservoir du brise charge tend à augmenter. Ce point correspond à une augmentation du niveau et poids d'eau dans le contre-poids qui fait abaisser le levier qui tend à fermer la vanne V [19].

I.11.Conclusion

A travers les recherches bibliographiques qu'on a fait dans ce chapitre nous avons présentée tous les types d'adduction les formules d'application, les accessoires de réseau ainsi que les pompes et les stations pompages et le coup bélier.

CHAPITRE II

Présentation générale de la zone d'étude

CHAPITRE II

Présentation générale de la zone d'étude

II.1. Introduction

L'objectif de ce chapitre, c'est de connaître la situation de la zone d'étude de point de vue géographique, topographique, géologique, climatique, démographique et hydraulique ; et cela nous permet de mener à bien notre travail.

II.2. Présentations de la zone

II.2.1. Ville de REBAIA

Avec une superficie de 15 432 Ha, La commune de REBAIA se situent dans la wilaya de MEDEA, elle est à 60 km de son chef-lieu de la wilaya et de 36 km de son chef-lieu de Daïra de BERROUGHIA [20].

Situé à 800 mètres d'altitude sur le versant de l'Atlas Tellien [20].



Figure II.1 : localisation de la ville de REBAIA dans la wilaya de Médéa [20].



Figure II.2 : La ville de REBAIA (Extrait de Google Earth 02/04/2019)

Cette commune est limitrophe aux communes de Souagui de Sidi Ziane et la commune de Ain Boucif au sud Elle est limitée par [20] :

- ✓ La commune d'Ouled Deid au Nord-Ouest ;
- ✓ La commune d'Ain Boucif au sud ;
- ✓ La commune de Tlatat des Douairs à l'Ouest ;
- ✓ La commune de Sidi Ziane à l'Est.

II.2.2. Ville d'OULED DHEID

Avec une superficie de 145 km², La commune de **d'OULED DHEID** se situent dans la wilaya de MEDEA, elle est à 32 km de son chef-lieu de la wilaya de Médéa et de 14 km de son chef-lieu de Daïra de BERROUGHIA [20].

Situé à 800 mètres d'altitude sur le versant de l'Atlas Tellien.

Elle est limitée par :



Figure II.3 : localisation de la ville D'OULED DHEID dans la willaya de Médéa [20].



Figure II.4 : La ville D'OULED DHEID (Extrait de Google Earth 02/04/2019)

- ✓ La commune d'Ouled brahim au Nord ;
- ✓ La commune REBAIA au sud ;
- ✓ La commune de Zobairia à l'Ouest ;
- ✓ La commune de Sidi khams Djoumaa à l'Est [20].

II.3. Géologie et Hydrogéologie

L'aire de l'étude présente des formations essentiellement calcaires, schisteuses et argileuses. Le massif de Ouarsenis est dominé par des séries argilo-gréseuses à schisteuses c'est - à - dire, il y a dominance des roches tendres (marnes et argiles) et des roches relativement tendres (flysch), alors que les plus résistantes comme les grès et les calcaires sont rencontrées au niveau des crêtes.

Les couches géologiques plus favorables à l'emmagasinement des eaux en profondeur sont les faciès gréseux (OB) de l'oligocène et les formations miocène argilo-caillouteuses.

La première s'étend au Sud-Est et la seconde au Nord-Ouest de la commune.

Le compartimentage parfois faible des massifs provoque l'apparition des sources de résurgence alignées le long des accidents. au nombre de 85. il reste le chef-lieu de REBAIA.

Une nappe souterraine contenue dans les alluvions récentes, mais elle a des potentialités faibles.

Chapitre II présentation général de la zone d'étude

Deux puits servent à l'alimentation en AEP, de la ville le pompage durant 1 heure/jours en raison des réserves limitées de l'horizon aquifère

Pour renforcer ce débit, la source d'Ain-Mallouf a été captée, mais le déficit persiste toujours [20].

II.4. Topographique

Les deux communes de **REBAIA** et **D'OUUELED DHEID** elle constitué par deux ensembles topographiques dont l'un a des reliefs dont l'altitude est à 1000 m, dépassant parfois le cap de 1100 m comme à Djebel Guentra 1153 m, et dont l'autre a une topographie plus douce et ou se dessine de nombreuses vallées en général.

Les pentes le plus faibles de 0 à 10% se situent au centre et au sud de la commune de REBAIA, avec quelques lambeaux au Nord et à l'Est [20].

- Les pentes sont de 10 à 15% sont importante surtout à l'Ouest de la commune de REBAIA ;
- Les pentes supérieures à 15%, représentent les versants rocailloux des massifs montagneux et les fonds d'Oueds.

II.5. Hydrologie

La commune de **REBAIA** possède deux oueds importants, l'un est l'Oued EL MALLAH passant par son milieu et l'oued Khherza qui à limite à l'Est.

De nombreuses chaabats, forment un chevelu important, drainant les eaux de ruissellement à partir des reliefs élevées et se jettent dans l'oued El Mallah qui à son tour se déverse dans l'oued Isser, Le réseau est très hiérarchisé.

Notons que l'eau de l'oued El MALLAH a un degré de salinité élevé posant un problème dans l'irrigation des terres agricoles à rendement moyen [20].

II.6. Climatologie

Le climat caractérisant l'aire de l'étude va du subhumide au Nord et au Centre, au semi-aride avec deux saisons dominantes (sans saisons intermédiaires):

- Saison humide et froide allant du mois d'Octobre jusqu'au mois d'Avril.
Hiver froid avec gelée tardive ci chutes de neige.
- Saison sèche et chaude du mois de Mai jusqu'au mois de Septembre.

- Eté chaud et aride. Cette saison peut connaître des orages courts et intense.

Nous remarquons que le volume des précipitations diminue du Nord au Sud [20].

II.6.1. Températures :

Les températures maximales sont atteintes durant le Mois d'Août (+ de 40°C) alors que les minimales sont observées entre le mois de Décembre et Février (inférieure à 0°). La température moyenne suit le sens inverse des altitudes [20].

II.6.2. Humidité :

Cette région connaît des taux d'humidité relativement élevés, surtout pour la période Novembre - Mars où ils atteignent 70 % à 83%. Ces taux varient de 40% à 63% entre Avril et Octobre. Cette humidité explique l'existence de deux saisons [20].

- Une saison humide : Automne et Hiver.
- Une saison sèche en Eté.

II.6.3. Pluviométrie

La pluviométrie moyenne annuelle sur ensemble de l'aire de l'étude est 400 à 500mm. Les pluies sont irrégulières et souvent torrentielles en haute altitude [20].

II.6.4. Vent

Cette région est caractérisée par des vents chauds et secs en Eté ; froids et secs en Hiver. La direction dominante des vents est l'ouest - nord - ouest entre Octobre -et Mai et est - sud - est durant la période estivale [20].

II.6.6. Neige

La majorité des localités situées dans l'aire d'étude connaissent une période d'enneigement, ainsi qu'une gelée d'une durée allant jusqu'à 08 jours par mois. La durée moyenne des neiges est de 12 jours [20].

II.8. Ressources et adductions existantes :

La zone est alimentée actuellement par différentes sources qui sont réparties comme suite :

II.8.1. Ville de REBAIA

Le Tableau II.1 résume les sources alimentant la ville de REBAIA

Tableau II.1 : batterie de sources alimentant la ville de REBAIA [20]

La ville de REBAIA		
Les ressources hydrauliques	Débit d'exploitation en m ³ /j	observation
Forage 01	132,23	Exploité par l'ADE
Forage 02	157,44	Exploité par l'ADE
03 puits	40	Exploité par l'ADE
Barrage de sfissifia REBAIA	250	Exploité par l'ADE
La somme	579,67	Exploité par l'ADE

II.8.2. Ville de OULED DHEID

Le Tableau II.2 : résume les sources alimentant la ville de REBAIA

Tableau II.2 : batterie de sources alimentant la ville de REBAIA [20]

La ville d'OULED DHEID		
Les ressources hydraulique	Débit d'exploitation m ³ /j	Observation
Forage 01 Sidi Nadji	172,8	Exploité par L'ADE
Forage de ZAOUIA	172,8	Problème de raccordement électrique
Forage de MRACHDA	259,2	Exploité par L'Apc
Forage de CHEIFA	86,4	Exploité par L'Apc
Forage de OUABEL	345,6	Exploité par L'Apc
Forage de BEN MEZIAN	345,6	Endommagement
Forage 02 centre ville	172,8	Problème de raccordement électrique
Forage 03	345,25	Exploité par L'ADE
03 Puits	40	Exploité par L'ADE
Collinaire de Sfissifia de Rebaia	260	Exploité par L'ADE
La somme total	2200,45	Exploité par L'ADE
La somme d'exploitation	1337..15	Exploité par L'ADE

II.9. Barrage de Koudiat Acerdoune

Le barrage est situé dans la Wilaya de Bouira, el est d'une capacité de 640 millions de m³ il est destiné à l'alimentation en eau potable d'une population d'environ 300.000 habitants dans les wilayas de Bouira, Tizi Ouzou, Médéa et M'sila.

Il existe trois grands transferts à partir de ce barrage [21] :

- ❖ **TKA 01** : AEP du couloir Koudiat Acerdoune ver (Lakhdaria-Draa El Mizane—Ouadhias) d'une longueur de 34 km.
- ❖ **TKA 02** : AEP du couloir station de traitement ver (Sour El Ghozlane-Sidi Aissa-Ain Lahdjel), d'une longueur de 120 km.
- ❖ **TKA 03** : AEP du couloir (Beni Slimane-Berouaghia-Boughzoul), d'une longueur de 189 km.

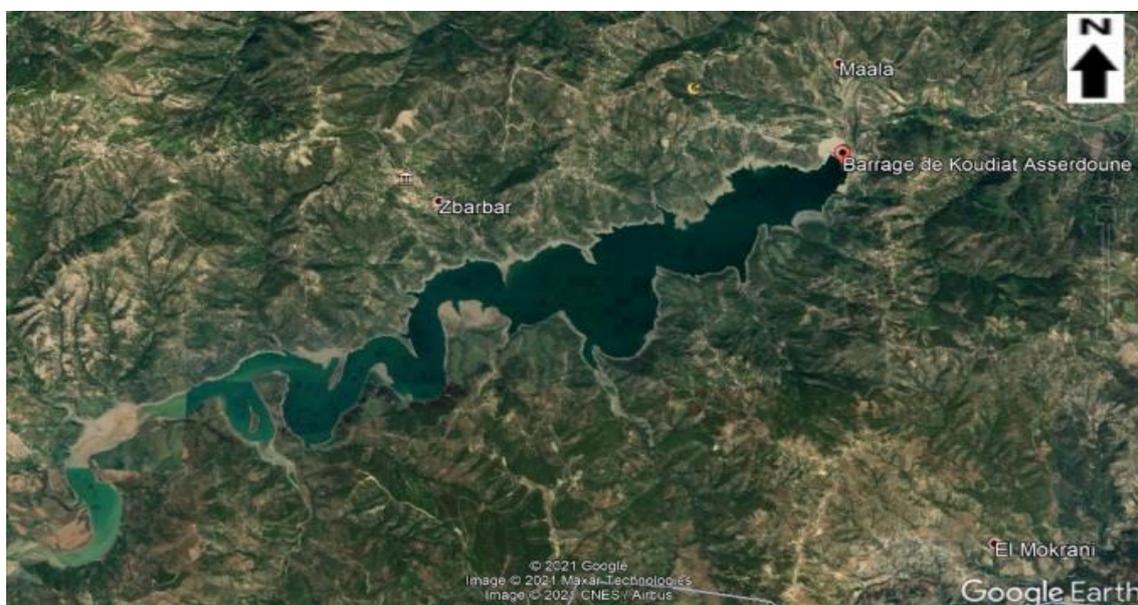


Figure II.5 : Le barrage de Koudiat acerdoune (Extrait de Google Earth 02/04/2020)



Figure II.6 : Le barrage de Koudiat acerdoune [21].

II.10.1. Caractéristiques et les limites de barrage Koudiat Acerdoune :

La capacité de cet ouvrage est de 640 millions de mètres cubes, faisant de lui le deuxième barrage sur le territoire national, après celui de Beni Haroun, doté d'une capacité de 960 millions de mètres cubes [21].

La digue, haute de 121 mètres, et le plan d'eau sont situés dans la commune de Maâlla, tandis que le bassin versant, d'une superficie de 2 831 km², s'étend sur deux wilayas : Bouira et Médéa. La pente moyenne du bassin est de 12,27 mètre/km.



Figure II.7 : Lieu de la digue de barrage de Koudiat Acerdoune avant réalisation [21].

II.11. Conclusion

D'après ce chapitre on peut conclure que :

- ✓ Notre zone d'étude s'apparente à la catégorie des régions montagneuse, qui est caractérisé par un climat chaud surtout durant la saison d'été.
- ✓ La densité de la population est moyenne dense dans les deux villes de REBAIA et D'OULED DHEID par rapport aux autres localités.
- ✓ D'après la vocation de l'agglomération on 'a constaté que notre région est une zone d'agriculture.
- ✓ Les localités concernées par l'étude se trouvent désavantagées dans l'exploitation des eaux de surface.

C'est pourquoi pour le moyen et la longue tenue. Le recours à un transfert deviendra Impératif.

L'analyse des ressources superficielles montre qu'un excédant en eau dans le Barrage de KOUDIAT ACERDOUNE -BOUIRA et qu'il serait possible d'envisagé un transfert à partir de ce barrage.

Chapitre III

Étude des besoins en eau et stockages

Chapitre III

Étude des besoins en eau et stockages

III.1. Introduction

L'évolution de la demande en eau de deux localités dans le temps est évaluée en tenant compte des catégories de consommateur potentiel en eau, à savoir :

- La consommation Domestique.
- La consommation Publique.
- La consommation Industrielle.
- La consommation Saisonnière.
- Les besoins de stockages

Dans ce chapitre nous avons déterminé les besoins de consommation domestiques et publics et stockages de deux localités.

III.2. L'évaluation de la consommation moyenne journalière

L'importance de chaque type de consommateur dans une localité donnée est liée à :

- ✓ L'importance de la localité dans le découpage administratif (Chef-lieu de Wilaya, de Daïra ou de Commune) et le plan D'aménagement de la Wilaya.
- ✓ La taille de l'agglomération résidant dans le centre urbain.
- ✓ La vocation économique (Touristique - Industrielle - Agricole).

III.2.1. Besoins domestique

L'évolution de la consommation domestique est basée sur l'évolution démographique de la localité à desservir et les objectifs à atteindre pour la distribution d'eau c'est à dire la dotation, ainsi que la vocation économique de cette agglomération

Cette consommation varie comme suit [14] :

Tableau III-1 : variation de la dotation selon le nombre de population [14].

Population (hab)	Dotation en (l/j/hab)
De moins de 5000 habitants	33 à 170 l/j/hab
De 5000 à 10000 habitants	85 à 220 l/j/hab
De 10000 à 20000 habitants	82 à 250 l/j/hab
De 20000 à 100000 habitants	115 à 315 l/j/hab

Chapitre III Étude des besoins en eau et stockages

Tableau III-3 : Tableau récapitulatif des populations a horizon 2050.

La ville du REBAIA						
Horizon	Recensement	Court terme	Horizon	Horizon	Horizon	Long terme
	2017	2020	2025	2030	2040	2050
Taux (%)		2,5	2,5	2,5	2,5	2,5
Population future	6677	7 190	8 135	9 204	11 781	15 081
La ville du OULED DHEID						
Taux (%)		2,4	2,4	2,4	2,4	2,4
Population future	6688	7 118	8 014	9 023	11 438	14 500

III.2.2.1 les besoins domestiques

Les résultats de calcul les besoins domestiques sont regroupée dans le tableau suivant :

Tableau III-4 : tableau récapitulatif des besoins domestiques

Agglomération	Nombre d'habitant en 2008	Nombre d'habitant en 2050	Qmoy j (m ³ /j)
REBAIA	5 346	15081	3016,2
OULED DHEID	5355	14500	2900
La somme	1071	29581	5916,2

III.2.3. Les besoins scolaires

Les besoins des différents équipements scolaires recueillis au niveau des différentes localités concernées par notre étude sont regroupés dans le (tableau III-5) :

Chapitre III Étude des besoins en eau et stockages

III.2.3. Les besoins scolaires (suite)

Tableau III-5 : Tableau récapitulatif des besoins scolaires

La ville de REBAIA			
Type d'équipement	Nombre d'élève	Dotation	Débit (l/j)
		(l/j/élève)	
03 Primaires	1200	10	12000
01 CEM	600	10	6000
01 Lycées	1000	10	10000
Somme			28000
La ville d'OULED DHEID			
3 Primaires	1400	10	14000
01 CEM	600	10	6000
01 Lycées	500	10	5000
Somme			25000

III.2.4. Besoins sanitaires

Les différents besoins sanitaires des différentes localités sont réunis dans le tableau III-6 :

Tableau III-6 : Tableau récapitulatif des besoins sanitaires

La ville de REBAIA				
Type d'équipement	Unité		Dotation (l/j/m ²)	Débit (l/j)
	(m ²)	Lits		
01 polyclinique	450		15	6750
01 salle de soin	150		15	2250
Somme				9000
La ville de OULED DHEID				
01 polyclinique	450		15	6750
01 salle de soin	150		15	2250
Somme				9000

Chapitre III Étude des besoins en eau et stockages

III.2.5. Besoins administratifs

Les divers équipements administratifs des localités concernées, leurs dotations et les débits journaliers correspondant sont dans le (tableau III-7) :

Tableau III-7 : Tableau récapitulatif des besoins administratifs.

La ville de REBAIA			
Type d'équipement	Nombre d'employés	Dotation (l/j/ouvr)	Débit (l/j)
01 APC	70	15	1050
01 Gendarmerie	30	15	450
01 Bureau de poste	20	15	300
Somme			1800
La ville de OULED DHEID			
01 APC	70	15	1050
01 Gendarmerie	30	15	450
01 Bureau de poste	20	15	300
Somme			1800

III.2.6. Besoins socioculturels

Les équipements socioculturels et leurs besoins en eau présentés dans le tableau III-8:

Tableau III-8 : Tableau récapitulatif des besoins socioculturels.

La ville de REBAIA			
Type d'équipement	Nombre d'usagers	Dotation (l/j/usager)	Débit (l/j)
01 Mosquée	1000	5	5000
01 Stade	200	70	14000
01 Maison de jeunes	250	10	2500
Somme			21500
La ville d'OULED DHEID			
02 Mosquée	1000	5	5000
01 Stade	200	70	14000
01 Maison de jeunes	200	10	2000
01 Centre culturel	120	5	600
Somme			21600

Chapitre III Étude des besoins en eau et stockages

Les besoins des différentes consommations calculés ci-avant sont regroupés dans le tableau III-9 :

Tableau III-9 : Tableau récapitulatif des différentes consommations journalières.

Localité	Besoins domestique (m ³ /j)	Besoins scolaires (m ³ /j)	Besoins sanitaires (m ³ /j)	Besoins administratifs (m ³ /j)	Besoins socioculturels (m ³ /j)	Total Q _{moy,j} (m ³ /j)
REBAIA	3016,2	28	9	1,8	21,5	3076,5
OULED DHEID	2900	2,5	9	1,8	21,5	2934,8
La somme	5916,2	30,5	18	3,6	43	6011,3

Les résultats présentés dans le tableau (II-9) donnent la demande journalière en eau potable des différents consommateurs potentiels pour chaque agglomération chef-lieu dans l'aire d'étude et cela pour horizon d'étude (2050) et selon une évolution forte de la dotation.

III.3. Détermination du débit maximal et minimal journalier

On distingue essentiellement trois (03) natures de variations en matière de régime de consommation, correspondant à trois (03) ordres de phénomène distincts dont les effets se superposent et donnent des indications de portée différente tant au service d'exploitation qu'aux projeteurs [5].

Ces variations sont :

- ✓ La variation annuelle.
- ✓ La variation hebdomadaire.
- ✓ La variation journalière.

III.3.1. Variation Annuelle

C'est à dire dans le cours d'une année moyenne, on tiendra compte notamment des changements des conditions météorologiques, et en particulier de la température. Selon les saisons leurs amplitudes se révèlent de ce fait plus accuser sous les climats à prédominance continentale où l'on observe des écarts de température importants entre l'été et l'hiver (cas de la région d'étude) [5].

Chapitre III Étude des besoins en eau et stockages

III.3.2. Variation Hebdomadaire

C'est à dire au cours d'une semaine moyenne, aux différentes villes, suivant les habitudes de leur population. On observe généralement une consommation plus forte les derniers jours de la semaine.

Bien entendu, la répartition habituelle se trouvera occasionnellement perturbée par la succession de quelques journées de forte chaleur, au cours desquelles la consommation s'élèvera progressivement, ou de quelques journées particulièrement fraîches, au cours desquelles elle tendra à s'abaisser d'une manière notable. Cette variation s'exprime avec le coefficient d'irrégularité journalière K_j [22].

$$K_{\max j} = \frac{\text{débit maximale journalier}}{\text{débit moyen journalier}} \dots \dots \dots (III - 3)$$

$$K_{\min j} = \frac{\text{débit minimale journalier}}{\text{débit moyen journalier}} \dots \dots \dots (III - 4)$$

Avec :

- $K_{\max j}$: coefficient d'irrégularité maximal journalier.
- $K_{\min j}$: coefficient d'irrégularité minimal journalier

III.3.2.1. Débit maximal journalier : ($Q_{\max j}$)

Ce débit représente la consommation d'eau maximale du jour le plus chargé de l'année [22].

Il s'obtient par la relation suivante :

$$Q_{\max j} = K_{\max j} \times Q_{\text{moy } j} \dots \dots \dots (III. 5)$$

Avec :

- $K_{\max j}$: coefficient d'irrégularité maximale journalier, il prend des valeurs comprises entre 1,1 et 1,3. Il est inversement proportionnel à la taille de l'agglomération considérée [22].

On prendra : $K_{\max j} = 1,3$ donc :

$$Q_{\max j} = 1,3 \times Q_{\text{moy } j} \dots \dots \dots (II - 6)$$

III.3.2.2. Débit minimal journalier : ($Q_{\min j}$)

Ce débit représente la consommation d'eau minimal du jour le moins chargé de l'année [2]. Il sera déterminé en effectant au le débit moyen journalier ($Q_{\text{moy } j}$) un coefficient d'irrégularité $K_{\min j}$ qui varie entre 0,7 et 0,9

Pour les villes de faible importance il est estimé à 0,9

$$Q_{\min j} = 0,9 \times Q_{\text{moy } j} \dots \dots \dots (II - 7)$$

Chapitre III Étude des besoins en eau et stockages

Les consommations moyennes, minimales et maximales journalières sont représentées dans le (tableau III-10) :

Tableau III-10 : Tableau récapitulatif des consommations journalières $Q_{\min j}$; Q_{moy} $Q_{\max,j}$

LOCALITE	Q_{moy}_j (m^3/j)	$K_{\min j}$	$Q_{\min j}$ (m^3/j)	$K_{\max j}$	$Q_{\max j}$ (m^3/j)
REBAIA	3076,5	0,9	2768,85	1,3	3999,45
OULED DHEID	2934,8	0,9	2641,32	1,3	3815,24
La somme	6011,3		5410,17		7814,69

III.3.3 variation horaire du débit maximum journalier

Étant donné que la zone d'étude comprend deux localités, alors on doit établir la répartition Horaire du débit maximum journalier pour chacune d'elles [22].

Dans notre projet, pour la détermination de débit maximum horaire on doit utiliser la formule suivante :

$$: \quad Q_{\max h} = \frac{(a \%) \cdot Q_{\max j}}{100} \dots \dots \dots (III - 8)$$

Avec :

- **a %** : la fraction horaire maximale du débit maximal journalier. Qui est déterminé a partir de l'annexe N° (II-1) en fonction de nombre d'habitant de chaque agglomérations [22].

La répartition du débit horaire au cours de la journée, pour chaque localité est présentée dans les annexes (1).

III.4. Calcul du déficit de consommation

Pour satisfaire les besoins en eau à l'horizon d'étude (2050), il nous convient de déterminer le déficit par lequel le réseau d'adductions dimensionnera.

Nous avons considéré un taux de fuite de 20% pour les centres.

Le (tableau III.11) récapitule pour les deux centres, les besoins en eau, les productions disponibles actuellement ainsi que le déficit journalier pour chaque localité :

Chapitre III Étude des besoins en eau et stockages

III.4. Calcul du déficit de consommation (suite)

Tableau III-11 : Tableau des déficits à combler à l'année 2050

Localité	REBAIA	OULED DHEID	La somme
$Q_{\max j} (m^3/j)$	3999,45	3815,24	7814,69
$Q_{\text{moy} j} (m^3/j)$	3076,5	2934,8	6011,3
Production (m^3/j)	579,67	1337,15	1916,82
$Q_{\text{transfert}} = Q_{\max j} - \text{production}$ (m^3/j)	3419,78	2478,09	7077,444

III.5. Évaluation les besoins de stockage

L'évaluation des besoins de stockage (réservoirs) existant dans notre région permettent de connaître est-ce que ces ouvrages répondent aux besoins de stockage ou non ?

Dans notre cas la méthode analytique sera utilisée.

Le volume de régulation sera :

$$V_U = \frac{(|\Delta V_+| + |\Delta V_-|)}{100} \times Q_{\max j} \text{ (m}^3\text{)} \dots \dots \dots \text{(III - 9)}$$

Avec :

- V_u : volume utile (m^3),
- $|\Delta V_+|$: La plus grande valeur négative de la différence entre le volume entrant et le volume sortant ;
- $|\Delta V_-|$: La plus grande valeur positive de la différence entre le volume entrant et le volume sortant ;
- $Q_{\max j}$: débit maximal journalier.

Le volume total est déterminé en ajoutant le volume d'incendie au volume de régulation :

$$V_T = V_u + V_{\text{inc}} \dots \dots \dots \text{(III - 10)}$$

Avec :

- V_T : capacité totale du réservoir (m^3).
- V_{inc} : volume d'incendie estimé à $120 m^3$

Dans notre cas les deux villes ayant les mêmes caractéristiques horaires donc le (Tableau III.12) sera valable pour deux villes (REBAIA et OULED DHEID).

Chapitre III Étude des besoins en eau et stockages

III.5. Évaluation les besoins de stockage (suite)

Tableau III.12 : Calcul les capacités des stockages

Horaire	Consommation %	Pompage apporté %	Cumule de consommation (%)	Cumule de pompage %	Stockage ΔV +%	Déstockage ΔV -%
0-1	1,5	5,000	1,500	5,000	3,500	
1-2	1,5	5,000	3,000	10,000	7,000	
2-3	1,5	5,000	4,500	15,000	10,500	
3-4	1,5	5,000	6,000	20,000	14,000	
4-5	2,5	5,000	8,500	25,000	16,500	
5-6	3,5	5,000	12,000	30,000	18,000	
6-7	4,5	5,000	16,500	35,000	18,500	
7-8	5,5	5,000	22,000	40,000	18,000	
8-9	6,25	5,000	28,250	45,000	16,750	
9-10	6,25	5,000	34,500	50,000	15,500	
10-11	6,25	5,000	40,750	55,000	14,250	
11-12	6,25	5,000	47,000	60,000	13,000	
12-13	5,0	5,000	52,000	65,000	13,000	
13-14	5,0	5,000	57,000	70,000	13,000	
14-15	5,5	5,000	62,500	75,000	12,500	
15-16	6,0	5,000	68,500	80,000	11,500	
16-17	6,0	5,000	74,500	85,000	10,500	
17-18	5,5	0,000	80,000	85,000	5,000	
18-19	5,0	0,000	85,000	85,000	0,000	
19-20	4,5	0,000	89,500	85,000		-4,500
20-21	4,0	0,000	93,500	85,000		-8,500
21-22	3,0	5,000	96,500	90,000		-6,500
22-23	2,0	5,000	98,500	95,000		-3,500
23-24	1,5	5,000	100,000	100,00	0,000	
Somme	100,0	100,0	1.5	100 %		

D'après le tableau :

Chapitre III Étude des besoins en eau et stockages

$$\begin{aligned} \text{➤ } V_{T \text{ REBAIA}} &= \frac{(18,5+8,5)}{100} \times 4103,75 + 120 = 1228,0125 \text{ (m}^3\text{)} \\ \text{➤ } V_{T \text{ OULED DHEID}} &= \frac{(18,5+8,5)}{100} \times 2974,265 + 120 = 923,0515 \text{ (m}^3\text{)} \end{aligned}$$

Donc :

- ✓ Les besoins totaux de stockage du REBAIA sera de 1250 m³.
- ✓ Les besoins totaux de stockage d'OUELED DHEID sera de 950 m³.

III.5.1 Déficit de stockage

Le tableau III.13 résume le calcul de déficit de stockage dans les centres.

Tableau III.13: déficit de stockage

Les villes	Réservoirs existe	Besoins existe	Besoins totaux (m ³)	Déficit (m ³)
REBAIA	Réservoir de 1000 m ³	1000	1250	250
OUELED DHEID	Réservoir (200 m ³) Château d'eau (200m ³)	400	950	550

Après avoir analysé les ouvrages de stockage existant dans les deux communes, nous avons constaté que ces ouvrages ne répondent pas aux besoins futurs de la population. Donc, l'installer un réservoir dans chaque commune pour compléter les besoins de stockage est indispensable.

III.5.2 l'emplacement des réservoirs projetés

L'emplacement du réservoir tient compte du relief permettant d'obtenir des dépenses minimales des frais d'investissement et l'exploitation.

Donc on est amenée à apprendre en considération les facteurs suivants :

- ✓ Les cotes plus proches à l'agglomération.
- ✓ Les cotes plus hautes.

Donc Le premier réservoir d'OULED DHEID sera projeté à cote 1006 m NGA;

Le deuxième réservoir du REBAIA sera projeté à cote 840 m NGA ;

Chapitre III Étude des besoins en eau et stockages

Le débit d'alimentation de chaque réservoir est présenté dans le tableau III.14:

Tableau III-14 : état des réservoirs de deux villes [20]

Réservoir	Pourcentage d'alimentation de chaque réservoir (%)
R1 OULED DHEID 200 m ³	22
Château d'eau de OULED DHEID 200 m ³	22
Réservoir de 550 m ³	56
Réservoir de 250 m ³ de REBAIA	17
Réservoir de 1000 m ³ du REBAIA	83

III.6. Forme des réservoirs

La section circulaire est généralement adoptée pour les réservoirs de capacité inférieure à 10 000 m³, ce qui permet de choisir cette forme pour tous les réservoirs terminaux.

La hauteur d'eau utile est limitée généralement entre 3 et 6 mètres ; l'optimum, pour les agglomérations de petite ou de moyenne importance se situe le plus souvent vers 4 à 5 mètres, Leurs dimensions seront déterminées comme suit [7] :

✓ Le diamètre D de la cuve

Le diamètre se calcule de la cuve moyennant la formule :

$$S = \frac{V_n}{h} \Rightarrow \frac{\pi \cdot D^2}{4} = \frac{V_n}{h} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \cdot V_n}{\pi \cdot h}} \dots \dots \dots (III - 10)$$

Avec : ♦ V_n : Volume normalisée du réservoir (m³) ;

♦ S : section du réservoir (m²) ;

♦ D : diamètre de la cuve (m) ;

♦ h : hauteur utile optimale d'eau (m), 3,4,5,6 m [6].

✓ La hauteur de la réserve d'incendie :

On calcule la hauteur de la réserve d'incendie moyennant la formule

$$h_{inc} = \frac{V_{inc}}{S} \dots \dots \dots (III - 11)$$

III.6. Forme des réservoirs (suite)

Les dimensions des différents réservoirs terminaux sont portées dans le (Tableau III-15)

Tableau III-15 : Tableau donnant les dimensions des réservoirs terminaux

Réservoirs	Volume en (m ³)	D (m)	S (m ²)	h (m)
REBAIA	250	9	62,5	4
OULED DHEID	550	14	137,5	4

III.7. Conclusion

D'après les calculs effectués ci-dessus, on remarque qu'il y'a un déficit d'eau important dans les deux localités de REBAIA et de OULED DHEID (respectivement 3419.78 m³/j et 2478.78 m³/j), car les débits d'exploitation des forages et des sources sont très faibles, donc pour combler les besoins en eau estimés à l'horizon de projet (2025), il est nécessaire de transférer la quantité manquante à partir de barrage de KOUDIET ACCERDOUN, car les sources hydriques dans les deux localités est presque inexistante.

Chapitre IV
Étude des transferts d'eau potable

Chapitre IV

Étude des transferts d'eau potable

Le présent chapitre a pour objet de l'élaboration du schéma de l'adduction du réservoir principale au réservoir de distribution des centres urbains précités

Le but recherché dans ce chapitre est d'établir un tracé qui répandra aux recommandations de pose usuelles et permettra la plus adéquate exploitation, en prenant en considération la nature du relief très accidenté de la région d'étude.

Les ouvrages hydrauliques tel que les réservoirs tampon, brise charge et station pompage seront projeté pour acheminer l'eau aux réservoirs des différents centres dans les meilleures conditions de pression et vitesse ; en exploitant au maximum les conditions qui présentent le profil des tracés des différents tronçons.

IV.1. Schéma des adductions

La sécheresse du barrage de SFISSIFIA dans la commune de REBAIA et le manque d'eau souterraine au niveau des puits et forages existant dans la région, on fait souffrir un crise hydrique difficile dans notre région.

C'est pour ça que nous avons fait une étude technique du projet de renforcement de l'alimentation en eau potable des deux communes (REBAIA et OUELED DHEID) à partir de système de Koudiet Accerdoun de Bouira.

Selon les données fournies par la direction des ressources en eau et L'APC de BEROUAGHIA-Médéa, le transfert des eaux des réservoirs ($2 \times 10000 \text{ m}^3$) vers REBAIA, OUELED DHEID se présente selon le schéma ci-dessous :

- Un tronçon gravitaire partant du réservoir principal de BEROUAGHIA (RP) vers une station pompage SP d'un linéaire de 1645 m.
- Un tronçon de refoulement à partir de SP ver le réservoir Tampon RT sur un longueur de 2100 m
- Une adduction gravitaire à partir du réservoir Tampon vers OUELED DHEID et REBAIA de longueur de 20 Km.
- A partir du point de piquage P1 ver le point de ramification B1 sur une longueur de 160 m.
- A partir de B ver le réservoir de 200 m^3 d'OUELED DHEID sur une longueur de 90 m.

- A partir de B ver le château d'OUELED DHEID de 200 m³ d'OUELED DHEID sur une longueur de 85 m
- Une adduction gravitaire Du Point de Piquage "P1" d'OUELED DHEID au Point de Piquage "P2" de OUELED DHEID sur une longueur de 1200 m.
- Une adduction gravitaire Du Point de Piquage "P2" d'OUELED DHEID ver le réservoir de 550 m³ d'OUELED DHEID sur une longueur de 300,46 m.
- Une adduction gravitaire du P2 ver le point de piquage P3 sur une longueur de 16800.00 m
- Une adduction gravitaire à partir de P3 ver le réservoir R3 de 1000 m³ du REBAIA sur une longueur de 500m
- Une adduction gravitaire à partir du P3 ver le réservoir R4 de 250 m³ du REBAIA sur une longueur de 450 m.

La figure ci -dessous résume le schéma hydraulique proposé

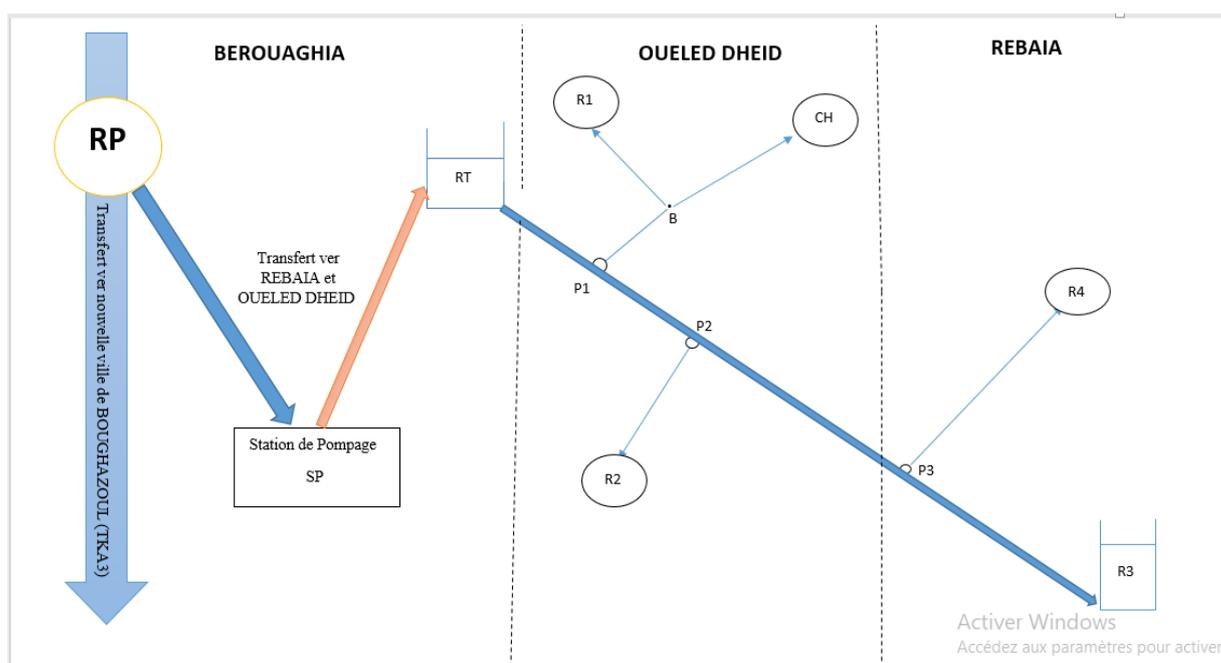


Figure IV.1 : schéma hydraulique proposé.

Dans le cas des adductions, les pertes de charge singulières sont estimées à **15%** des pertes de charge linéaires : $\Delta H_T = 1.15 \times \Delta H_L$

D'après l'équation de continuité :

$$Q = S \cdot V \Rightarrow V = \frac{Q}{S} \Rightarrow V = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot D^2}$$

$$(IV. 1) \Leftrightarrow \Delta H_T = 9,2 \cdot \lambda \frac{L}{\pi^2 \cdot D^5} \times \frac{Q^2}{g} \dots \dots \dots (IV. 2)$$

Avec :

- ✓ ΔH_T : Perte de charge totale (m) ;
- ✓ ΔH_L : Perte de charge totale (m) ;
- ✓ λ : Coefficient de perte de charge ;
- ✓ L : Longueur équivalente de la conduite (m) ;
- ✓ Q : Débit véhiculé par la conduite (m³/s) ;

On première approximation Le coefficient λ est obtenu par les formules de Nikuradzé suivantes [8] :

$$\lambda = (1,14 - 0,86 \ln \frac{\varepsilon}{D})^{-2} \dots \dots \dots (IV-3)$$

Par des itérations successives on calcul la valeur approchées par la formule de COLEBROOK qui s'exprime par :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -0.86 \ln \left(\frac{\varepsilon}{\sqrt{D}} + \frac{2,51}{Re \sqrt{\lambda}} \right) \dots \dots \dots (IV - 4)$$

IV.3.1. Vitesse d'écoulement

Dans le cas des adductions, la vitesse optimale de l'écoulement varie de **0,5 à 2 m/s**.

On détermine la vitesse d'écoulement dans la conduite gravitaire moyennant l'équation de continuité [5] :

$$Q = V * S \Rightarrow Q = V * \frac{\pi * D^2}{4} \quad \text{Ainsi} \quad V = \frac{4 * Q}{\pi * D^2} \dots \dots \dots (IV-5)$$

Avec :

- ✓ Q : débit véhiculé par l'adduction (m³/s) ;
- ✓ S : section de la canalisation (m²) ;
- ✓ V : vitesse d'écoulement (m/s) ;
- ✓ D : diamètre nominal de la conduite (m).

On suppose que la vitesse d'écoulement dans notre réseau est 1 m/s pour éviter les surdimensionnements de réseau.

$$(IV-3) \Leftrightarrow D = \frac{Q}{S} = \sqrt{\frac{4 \cdot Q}{\pi}}$$

IV.4. Calcul des diamètres économiques des conduites de refoulements.

Du point de vue économique, conduite de refoulement et station de pompage sont liées.

En effet, plus le diamètre de la conduite est petit pour un même débit à relever, plus la perte de charge, sera grande, plus le moteur d'entraînement devra être puissant, donc, plus l'énergie dépensée sera importante.

Par contre si le diamètre augmente, la vitesse diminue, les pertes de charges diminuent, l'énergie dépensée par la station diminue et le coût de la construction du tuyau augmente.

Il est donc intuitif qu'il existe un diamètre économique pour la conduite de refoulement résultant en première approche à partir des relations suivantes [1] :

✚ Formule de BRESS

$$D = 1,5 * \sqrt{Q} \dots \dots \dots (IV-6)$$

✚ Formule de BONNIN

$$D = \sqrt{Q} \dots \dots \dots (IV-7)$$

- ✓ Q : débit à élever en m³/s.
- ✓ D : diamètre économique en m.

Les formules utilisées ci-dessus donnent des diamètres calculés, qui ne sont pas normalisés, pour cela, on considère plusieurs diamètres (généralement une gamme de diamètres normalisés au voisinage du diamètre économique calculé), et on calcule d'une part les dépenses d'amortissement de la conduite et d'autre part, les frais d'exploitations [1].

Le débit du transfert sera calculé à la base de la formule :

- $Q_{\text{transfert}} = Q_{\text{max}} - \text{production} \dots \dots \dots (IV - 8)$

Avec :

- ✓ $Q_{\text{transfert}}$: Déficit de la consommation (voir le chapitre III) ;
- ✓ Q_{max} : Maximale journaliers.
- ✓ Production : Somme des débits des sources existantes dans les centres

En se basant sur ce débit de transfert, nous avons procédé aux différents calculs hydrauliques englobant :

- Les diamètres normalisés des différents tronçons
- Les vitesses réelles des tronçons ;

Le tableau IV-2 donne tous les diamètres de l'adduction de différents tronçons gravitaire et refoulement

Tableau IV-2 : Les diamètres de différents tronçons de l'adduction - $Q=Q_{max}$

Adduction gravitaire						
Tronçons	Q (m ³ /s)	V (m/s)	D (m)	DN (mm)	D int (mm)	V réelle (m/s)
RP-SP	0,081	1	0,321	400	327,4	0,963
RT - P1	0,081	1	0,321	400	327,4	0,963
P1-B	0,015	1	0,139	160	130,8	1,128
B1-R1	0,008	1	0,098	110	90,0	1,191
B1-CH	0,008	1	0,098	110	90,0	1,191
P1-P2	0,066	1	0,290	315	257,8	1,262
P2-R2	0,019	1	0,157	160	130,8	1,435
P2-P3	0,047	1	0,244	250	204,6	1,418
P3-R3	0,047	1	0,244	250	204,6	1,418
P3-R4	0,007	1	0,134	160	114,6	0,643
Adduction par refoulement						
Tronçons	Q (m ³ /s)	D Bonin (m)	D Bress (m)	D moyenne (m)	D normalisée probable (mm)	V (m/s)
SP-RT	0,082	0,285	0,427	0,356	400	0,963

IV.5. Dimensionnement des adductions gravitaires

Vu le profil en long ou de terrain est très accidenté, elle est indispensable de vérifier est-ce qu'on a besoin d'installer des brises charge ou non.

Pour cela, on porte sur le profil en long, établir selon le tracé de la canalisation, le profil piézométrique correspondant, qui sera une droite joignant les plans de départ et d'arrivée de la conduite RT-R3.

Si certains tronçons de la conduite ne supportent pas des pressions exagérées (dépasse 16 bars), pour cela elle est nécessitée d'installer des brises charges et les vannes réductrices des pressions.

Les figures IV.2, IV.3 Donnent les profils en long des tronçons RT-R3 et RP-SP.

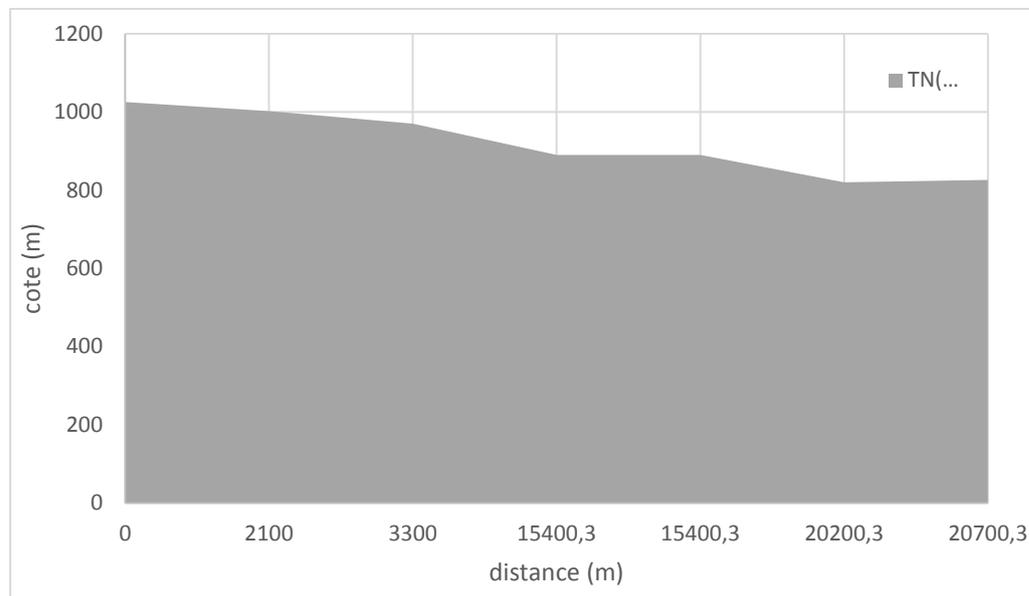


Figure IV.2 :profil en long du tronçons RT-R3.

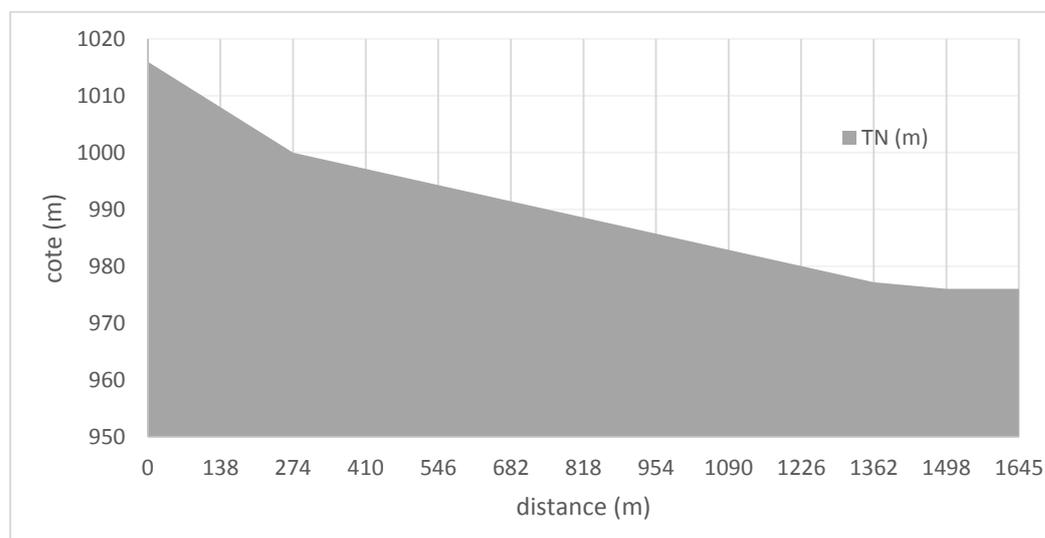


Figure IV.3:profil en long du tronçons RP-SP

En se basant sur les données topographiques du profil en long relatives du tronçon , il a été procédé aux différents calculs hydrauliques englobant :

- ✓ Calcul des pressions statiques de la canalisation de transfert au point d'aval de la conduite (section de contrôle).
- ✓ Pression statique= CTN amont- CTN aval +Pamont .

Les tableaux d'IV.3 donnent l'ensemble des calculs des pressions statiques dans notre réseau.

Tableau IV.3: les pressions statiques

Tronçons	L (m)	CTN amont (m)	CTN aval (m)	Pression statique Aval(m)
RP-BR	1645	1016,00	976,04	39,96
RT - P1	2100	1025,25	1002	23,25
P1-B	160	1002,00	1007	18,25
B1-R1	90	1007,00	1006	24,25
B1-CH	85	1007,00	1005	20,25
P1-P2	1200	1002,00	970	55,25
P2-R2	300,46	970,00	985	40,25
P2-P3	16801.8	970,00	820	205,25
P3-R3	500	820,00	826	199,18
P3-R4	450	826	840	191,32

D'après le tableau IV.3, Nous remarquons que certains tronçons de la conduite ne supporteront pas des pressions exagérées dépassant la pression de service des conduites en PEHD (dépassant 16 bars),

Donc, l'installer de brise charge est inévitable le bon fonctionnement du transfert sur les tronçons à pressions exagérées.

IV.5.1. Choix de type de canalisation

Dans notre cas on opte pour des conduites PEHD PN16 qui permet de protéger la conduite pendant un temps de service assez long pour tous les tronçons de projet.

Le choix de PEHD PN16, vu les avantages qu'elles présentent à savoir [6] :

- ✓ Excellentes conditions d'écoulement hydraulique.
- ✓ Le maintien de la qualité de l'eau potable transporté.
- ✓ Une protection efficace de la paroi du tuyau.
- ✓ Durée de vie important
- ✓ Insensible à la corrosion
- ✓ Limitation le nombre de joint.
- ✓ Grande sensibilité à certains traitements chlorés.
- ✓ Bonne résistance.

IV.5.2 L'emplacement de brise charge

Le brise charge sera installée à la cote de point défavorable, afin d'avoir des pressions susceptibles d'être supportées par la conduite concernée.

Compte tenu du calcul hydraulique ci-dessus, en particulier le calcul des pressions statiques (Tableau IV.3), un brise charge est indispensable et sera projetés entre les points P2 et P3 à la cote 890 m NGA comme mentionné dans la figure IV-4 IV-5.

Le débit de transit est celui qui entre dans la brise charge est $Q_{tr}= 4103,175 \text{ m}^3/\text{j}=170,98 \text{ m}^3/\text{h}$ et $t= 2\text{h } 30\text{mn}$

$$V_{BC} = \frac{Q_{tr} \times t}{2} = \frac{170,98 \times 2,5}{2} = 213,74 \text{ (m}^3\text{) [7]}$$

Un volume normalise de brise charge de 400 m^3 sera adopté

Le Tableau IV-4 : résume les dimensions du brise charge.

Tableau IV-4 : Tableau donnant les dimensions de la brise charge.

V (m ³)	H(m)	S(m ²)	D(m)
400	4	100	12

La figure ci -dessous résume le schéma hydraulique proposé avec la brise charge.

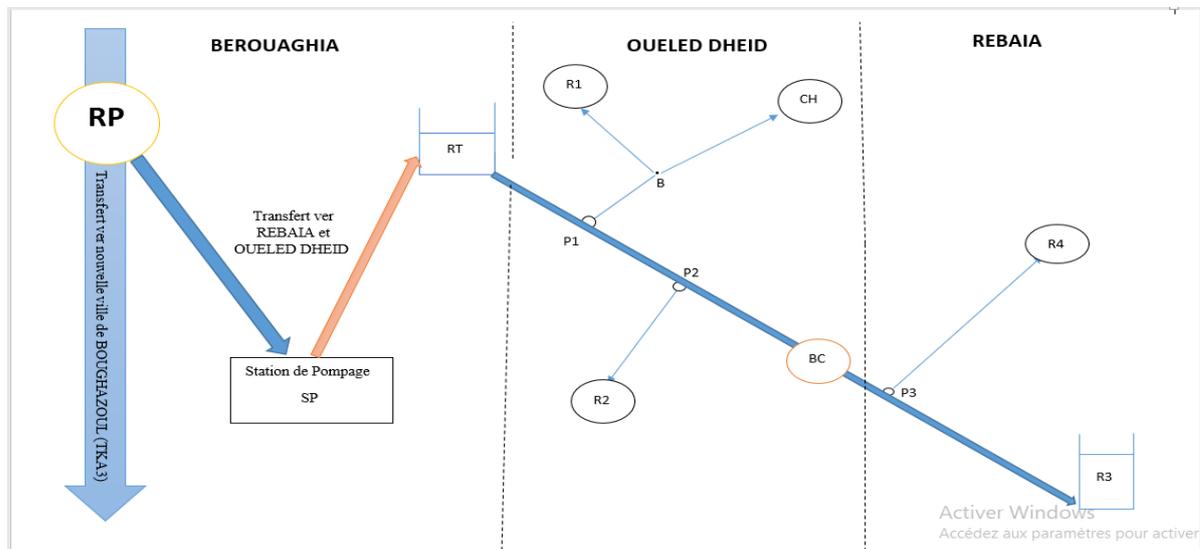


Figure IV-4 : Emplacement du brise charge sur notre réseau

La figure IV.5 représente l'emplacement de la brise charge sur notre tracé

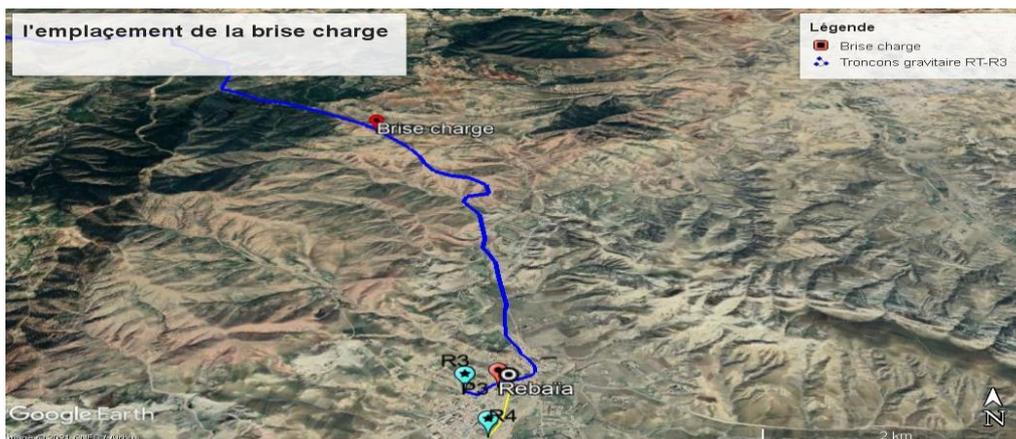


Figure IV-5 : l'emplacement du brise charge (extrait a google earth 10/07/2021)

IV.5.4. Calculs les paramètres des adductions gravitaire

Le dimensionnement des conduites gravitaire sera effectué pour un débit de transfert ($Q_{\text{transfert}}=Q_{\text{max}}\text{-production}$) : les pics de consommation seront assurés par les ouvrages de stockage et de régulation à prévoir en tête des réseaux.

Les figures d'IV.6 a IV.7 illustrent le schéma hydraulique du transfert vers OULED DHEID et REBAIA.

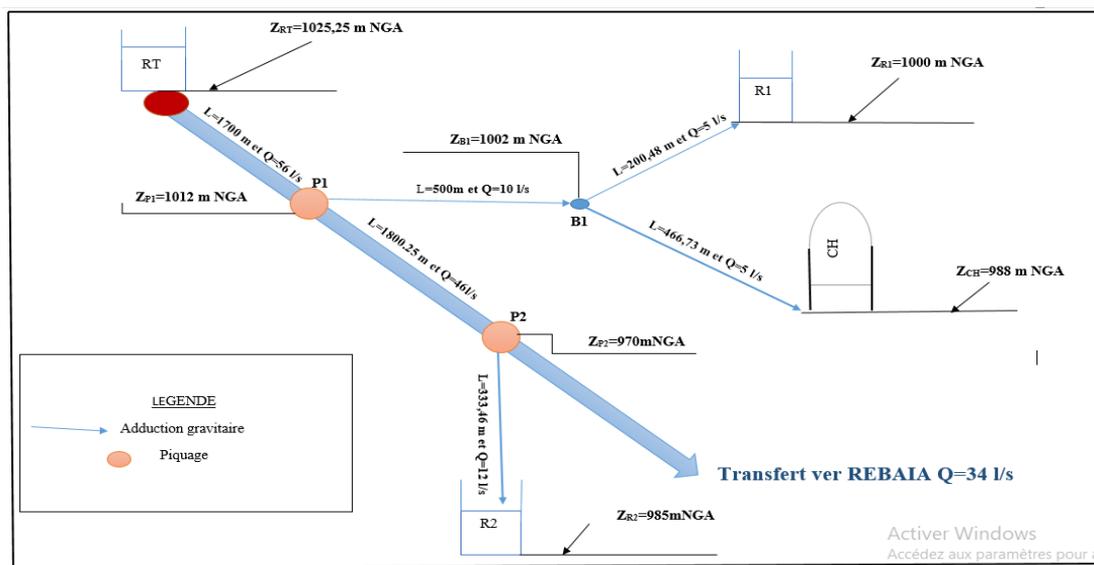


Figure IV-6 : schéma global de renforcement d'OUELED DHEID

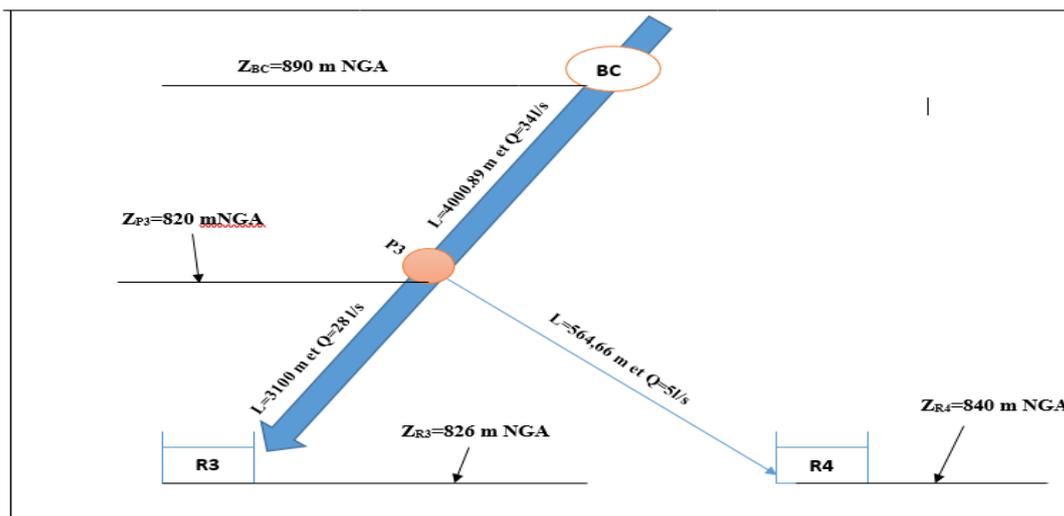


Figure IV-7 : schéma générale de renforcement du REBAIA.

Les figures de IV. 8 a IV.9 illustre le tracé hydraulique du transfert vers OUELED DHEID et REBAIA

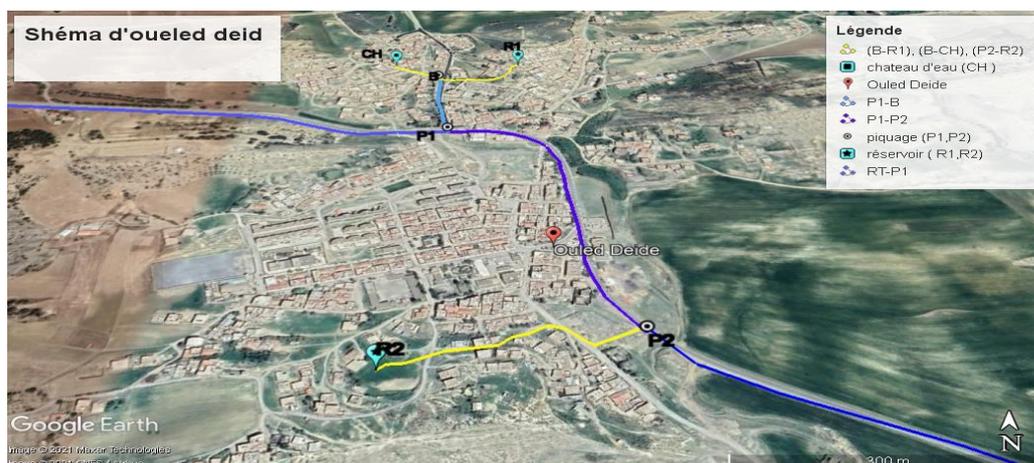


Figure IV-8 : schéma global de renforcement d'OUELED DHEID (extrait a google earth 10/06/2021)



Figure IV-9: schéma global de renforcement du REBAIA (extrait a google earth 10/06/2021)

En se basant sur les données topographiques du profil en long relatives des tronçons, il a été procédé aux différents calculs hydrauliques englobant :

- ✓ Calcul des pertes de charge,
- ✓ Calcul des côtes piézométriques,
- ✓ Calcul des pressions nominales de la canalisation de transfert.

Chaque paramètre est déduit des relations ci-dessous :

- ✓ Côte piézométrique = côte terrain naturel + pression.
- ✓ Pression dans la conduite = côte piézométrique – pertes des charges.

Le tableau IV.5 : donnent l'ensemble des calculs des paramètres hydraulique du otre réseaux en cas de ($Q_{\text{transfert}} = Q_{\text{max- production}}$)

Tableau IV-5 : calcul des paramètres de différents tronçons de l'adduction gravitaires ($Q_{\text{transfert}} = Q_{\text{max- production}}$)

Tronçons	Q (m3/s)	DN (mm)	L (m)	V (m/s)	Re.10 ⁵	λ	Δh_t (m)	CTN (m)	Pression Au sol aval (m)	Cote piézométrique aval (m)
RP-SP	0,081	400	1645	0,96	2,40583	0,02670	7,285	976,04	32,675	1008,71
RT - P1	0,081	400	2100	0,96	2,40583	0,02670	9,300	1002,00	13,950	1015,95
P1-B	0,015	160	160	1,12	1,11517	0,03518	3,147	1007,00	5,803	1012,80
B1-R1	0,008	110	90	1,26	0,86438	0,03984	3,697	1006,00	3,106	1009,10
B1-CH	0,008	110	85	1,26	0,86438	0,03984	3,491	1005,00	4,312	1009,31
P1-P2	0,066	315	1200	1,27	2,48955	0,02858	12,480	970,00	33,470	1003,47
P2-R2	0,019	160	300,46	1,41	1,41255	0,03518	9,481	985,00	8,989	993,98
P2-Bce	0,047	250	12000,3	1,43	2,23384	0,03061	122,939	890,00	10,530	900,53
BCs-P3	0,047	250	4800,89	1,43	2,23384	0,03061	47,183	820,00	28,817	848,81
P3-R3	0,047	250	500	1,43	2,23384	0,03061	8,968	826,00	13,849	839,84
P3-R4	0,007	160	450	1,10	0,75634	0,03984	14,152	840,00	0,666	840,66

D'après le tableau, nous remarquons que les pressions et les vitesses dans les tronçons sont dans les normes d'écoulement

• **Vérification en Cas statique**

Dans ce cas, on s'intéresse a étudié l'eau en repos dans les conduites et aussi nous avons vérifié les pressions statiques dans les différents points pour éviter les dégâts.

La pression statique sera calculée avec l'équation d'hydrostatique.

En se basant sur les données topographiques du profil en long relatives des tronçons, il a été procédé aux différents calculs hydrauliques englobant :

- ✓ Pression statique= CTN amont- CTN aval +P amont

Le tableau IV.9 : résume les pressions statiques dans notre réseau.

Tableau IV-6 : Les pressions statiques dans notre réseau.

Tronçons	L (m)	CTN amont (m)	CTN aval (m)	Pression statique (m) Aval
RP-SP	1645	1016,00	976,04	39,96
RT - P1	2100	1025,25	1002	23,25
P1-B	160	1002,00	1007	18,25
B1-R1	90	1007,00	1006	24,25
B1-CH	85	1007,00	1005	20,25
P1-P2	1200	1002,00	970	55,25
P2-R2	300,46	970,00	985	40,25
P2-Bce	12000,3	970,00	890	135,25
BCs-P3	4800,89	890,00	820	70,00
P3-R3	500	820,00	826	63,93
P3-R4	450	826	840	56,07

Les pressions statiques calculées sont inférieure à la pression nominale de la conduite.

$PS < PN 16$ donc il n'y aura pas de risque d'éclatement dans les conduites.

Ps : pression statique en (m)

IV.6. Dimensionnement des tronçons de Refoulement

Les calculs hydrauliques sont engagés dans 1^{ère} phase pour le cas de considération des besoins moyens.

IV.6.1 tronçons de tronçons SP-RT

- $Q_{\text{transfert}} = Q_{\text{max}} - \text{production}$

En se basant sur les données topographiques de la conduite de refoulement SP-RT.

, il a été procédé aux différents calculs

Hydrauliques englobants:

- ✓ Calcul des pertes de charge,
- ✓ Calcul des côtes piézométriques,
- ✓ Calcul des pressions nominales de la canalisation de transfert.

Chaque paramètre est déduit des relations ci-dessous:

- ✓ Côte piézométrique = côte terrain naturel + pression.
- ✓ Pression dans la conduite = côte piézométrique – pertes des charges.
- ✓ La pression sera calculée au point d'aval de la conduite (section de contrôle).

La figure IV.10 Représenté le profil en long de la conduite de refoulement SP-RT.

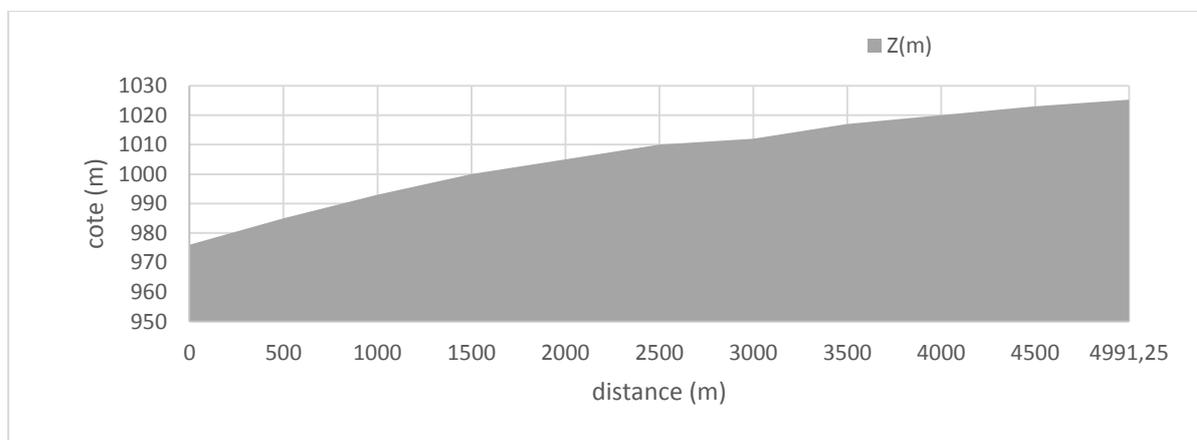


Figure 10 :profil en long du tronçons SP-RT

Le tableau IV-7: résume les paramètres hydrauliques du tronçon SP-RT

Tableau IV-7: calcul des paramètres hydraulique du tronçon SP-RT:

$$(Q_{\text{transfert}} = Q_{\text{max}} - \text{production})$$

Tronçons	Q (m ³ /s)	D (mm)	L (m)	V (m/s)	λ	ΔH t (m)	Pression Aval (m)	Pression au départ (m)
BR-RT	0,081	400	4991,25	0,963	0,0267	22,105	-71,25	976,04

a) - calcul la hauteur manométrique total

La hauteur manométrique totale est la somme des pertes de charges et la hauteur géométrique [4].

$$H_c = H_g + \Delta h_t \dots\dots\dots (V-7)$$

Avec :

- ✓ H_g : hauteur géométrique (m) ;
- ✓ Δh_t : Perte de charge totale occasionnée par la conduite (m)

Le tableau IV-8 : résume-les pertes de charge et Hmt pour différent diamètre

Tableau IV-8 : calcul les pertes de charges et Hmt pour différent diamètre

$$(Q_{\text{transfert}} = Q_{\text{max}} - \text{production})$$

D ext (mm)	D int (mm)	V (m/s)	Re	λ	$\Delta H L$ (m)	$\Delta H T$ (m)	Hmt (m)
250	204,6	2,6170832	654071,032	0,03061	260,64	299,73	348,94
315	257,8	1,6484014	411974,5119	0,02858	76,64	88,14	137,35
400	327,4	1,0220484	255434,0703	0,02670	21,67	24,92	74,13
500	409,2	0,6542708	163517,758	0,02510	6,68	7,68	56,89
630	515,6	0,4121003	102993,628	0,02359	1,98	2,27	51,48

b) frais d'amortissement

Ils augmentent avec le diamètre de la canalisation, on doit tenir compte de l'annuité

(A) d'amortissement [4] :

Les frais d'amortissement sont donnés par la formule suivante :

$$F_{\text{am}} = P_{\text{rc}} \times A \text{ (DA)} \dots\dots\dots\text{(IV-8)}$$

- ✓ P_{rc} : prix de la conduite en (DA),(prix de la canalisation et la prix de tassement au m.L.) (Annexe 2).-
- ✓ A : Amortissement annuel. Il est donné par la formule suivante :

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \dots\dots\dots\text{(IV-9)}$$

- ✓ i : Taux d'annuité annuel, i = 8 %
- ✓ n : nombre d'années d'amortissement, n = 15 ans

$$A = \frac{0,08}{(0,08+1)^{15} - 1} + 0,08 = 0,1168 = 11,683 \%$$

b) frais d'amortissement (suite)

Le tableau IV-9 : résume les calculs des frais d'amortissement du tronçon SP-RT.

Tableau IV-9 : calcul les frais d'amortissement de tronçons SP-RT

$$(Q_{\text{transfert}} = Q_{\text{max}} - \text{production})$$

Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	A (%)	Prix total (DA)	F _{amort} (DA)
250	4532,05	4991,25	11,683	22620594,56	2642764,1
315	7184,56	4991,25	11,683	40851185,1	4772644
400	10584,47	4991,25	11,683	52829735,89	6172098
500	26921,36	4991,25	11,683	134371238,1	15698592
630	32391,89	4991,25	11,683	161676021	18888610

b) frais d'exploitation

Les frais d'exploitation sont définis par la formule suivante [4] :

$$F_{\text{ex}} = E \times e \text{ [DA]} \dots \dots \dots \text{(IV-10)}$$

- ✓ E: énergie consommée par la pompe en (KWh))
- ✓ e: prix unitaire d'un Kw h donnée par la SONELGAZ. (e=4,67DA)

i. Puissance absorbée par la pompe

C'est la puissance fournie à pompe, définie comme suit [4]:

$$P = \frac{\rho \times g \times Q \times HMT}{\eta} \text{ (Watt)} \dots \dots \dots \text{(IV-13)}$$

- ✓ η : rendement de la pompe KSB en (%) (n=80%)
- ✓ Q : débit refoulé par la pompe en (m³/s)
- ✓ g : pesanteur (9.81 m/s²)
- ✓ ρ: la masse volumique de l'eau ρ = 1000 kg/m³

ii. Energie consommée par la pompe

La pompe hydraulique transforme l'énergie mécanique en énergie hydraulique. Il s'agit d'un dispositif qui prend de l'énergie d'une source (par exemple le moteur thermique, moteur électrique, etc.) et transforme cette énergie sous forme hydraulique [4].

$$E = P \times t \times 365,25 \text{ [KWh]} \dots \dots \dots \text{(IV-14)}$$

- ✓ t : c'est le temps de pompage par jour en (heure); dans notre cas t =20h
- ✓ P : puissance de la pompe en (kW)

ii. Energie consommée par la pompe (suite)

Le tableau IV-13 résume les calculs des frais d'exploitation du tronçon SP-RT

Tableau IV-10 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon SP-RT

$$(Q_{\text{transfert}} = Q_{\text{max}} - \text{production})$$

D (mm)	P (K Watt)	E (KWh)	e (DA)	F _{exploit} (DA)
250	239,6201	1749226,9630	4,6700	8168889,9173
315	94,3164	688509,4633	4,6700	3215339,1937
400	50,9036	371596,1739	4,6700	1735354,1323
500	39,0671	285190,0150	4,6700	1331837,3703
630	35,3534	258079,8658	4,6700	1205232,9732

L'investissement des conduites augmente avec le diamètre mais le prix de la pompe et des frais d'exploitation diminue avec le diamètre (à cause des faibles pertes d'énergie), donc un compromis technico-économique doit exister.

Le tableau IV-11 résume le bilan du tronçon SP-RP (Annexe 2).

Tableau IV-11 : Bilan du tronçon SP-RP ($Q_{\text{transfert}} = Q_{\text{max}} - \text{production}$)

Diamètre en (m)	F _{exploit} (DA)	F _{amort} (DA)	BILAN (DA)
250	8168889,9173	2642764,1	10811653,98
315	3215339,1937	4772644	7987983,149
400	1735354,1323	6172098	7907452,176
500	1331837,3703	15698592	17030429,12
630	1205232,9732	18888610	20093842,5

La figure de IV. 11 représente la courbe du bilan de tronçon SP-RT

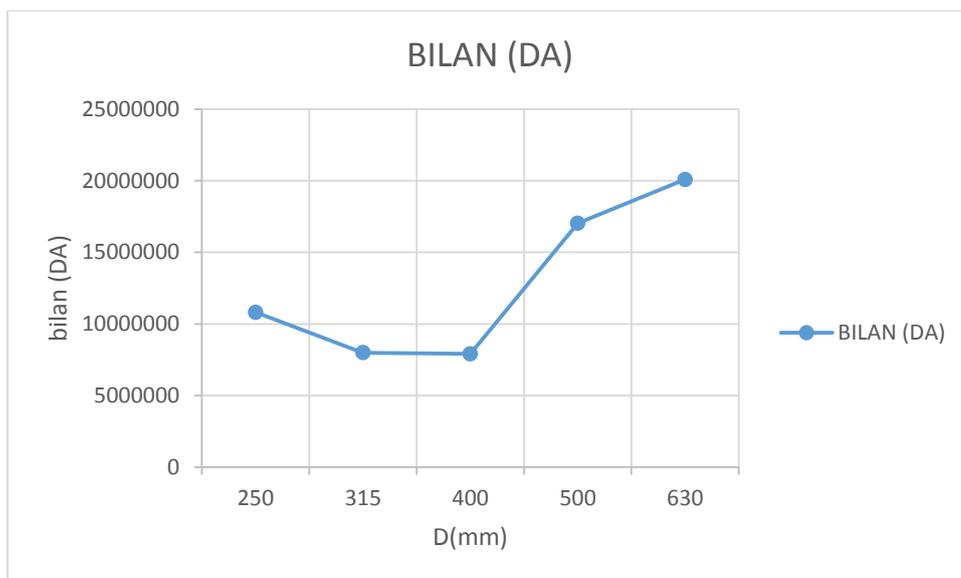


Figure IV-11 : courbe de bilan de tronçon SP-RT.

Donc le diamètre économique du tronçon SP-RP est 400 mm

La figure IV.13: résume le schéma hydraulique du transfert depuis le RP jusqu'au réservoir tampon RT 500 m³, d'OOUELED DHEID.

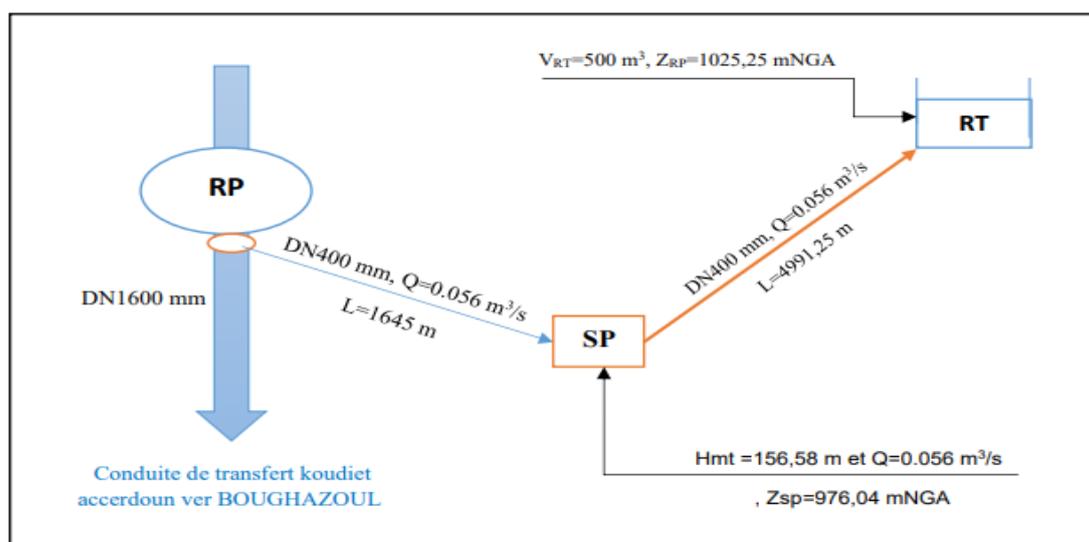


Figure IV-13 : schéma global -tronçon RP-RT

La figure IV.14 représente le tracé hydraulique du transfert depuis le RP jusqu'au réservoir tampon RT 500 m³, d'OOUELED DHEID.



Figure IV-14 : schéma global -tronçon RP-RT (extrait a google eart 10/06/2021)

IV.7. Calcul des paramètres piézométriques

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

En se basant sur les données topographiques du profil (Annexe 3) en long relatives aux tronçons, il a été procédé aux différents calculs hydrauliques englobant :

- ✓ Calcul des pertes de charge,
- ✓ Calcul des côtes piézométriques,
- ✓ Calcul des pressions nominales de la canalisation de transfert.

Chaque paramètre est déduit des relations ci-dessous :

- ✓ Côte piézométrique d'arrive= côte terrain naturel + pression.
- ✓ Côte piézométrique de départ= perte de charge + Côte piézométrique d'arrive.

IV.7. Calcul des paramètres piézométriques (suite)

Le tableau IV.12 donnent tous les paramètres permettant de de dresser les profils piézométriques pour chaque tronçon

Le tableau IV.12 : détermination des paramètres piézométriques

$$(Q_{\text{transfert}} = Q_{\text{max}} - \text{production})$$

Tronçons gravitaires					
Tronçons	Cote piézométrique de départ (m)	Perte de charge (m)	Cote piézométrique d'arrive (m)	Cote de sol (m)	Pression au sol (m)
RP-SP	1016,000	5,72	1010,285	976,04	34,24
RT - P1	1025,250	7,30	1017,954	1002	15,95
P1-B	1017,954	3,15	1014,807	1007	7,81
B1-R1	1014,807	3,70	1011,110	1006	5,11
B1-CH	1014,807	3,49	1011,316	1005	6,32
P1-P2	1017,954	12,48	1005,474	970	35,47
P2-R2	1005,474	9,48	995,993	985	10,99
P2-BCe	1005,474	102,94	902,534	890	12,53
BCs-P3	890,000	41,18	848,817	820	28,82
P3-R3	848,817	8,97	839,849	826	13,85
P3-R4	854,817	14,15	840,666	840	0,67
Tronçons de refoulement					
SP-RT	1053,05	24,92	1028,13	1025,25	2,88

Les figures IV-15), (IV-16), (IV-17), (IV-18), (IV-19), (IV-12), (IV-21), (IV-22) : donnent les profils piézométriques des différents tronçons.

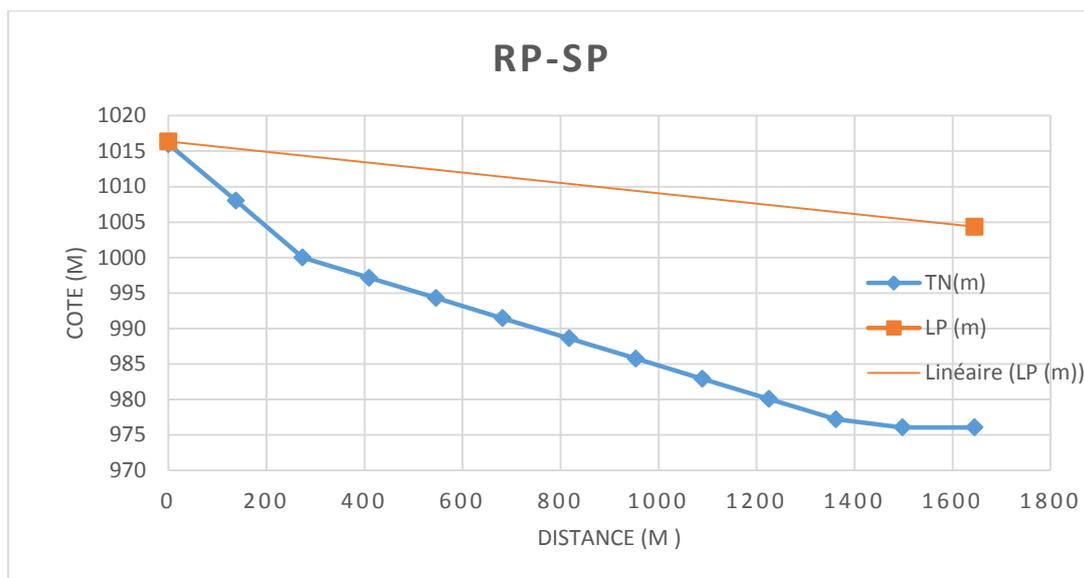


Figure IV-15 : profil piézométrique de la conduite RP-SP

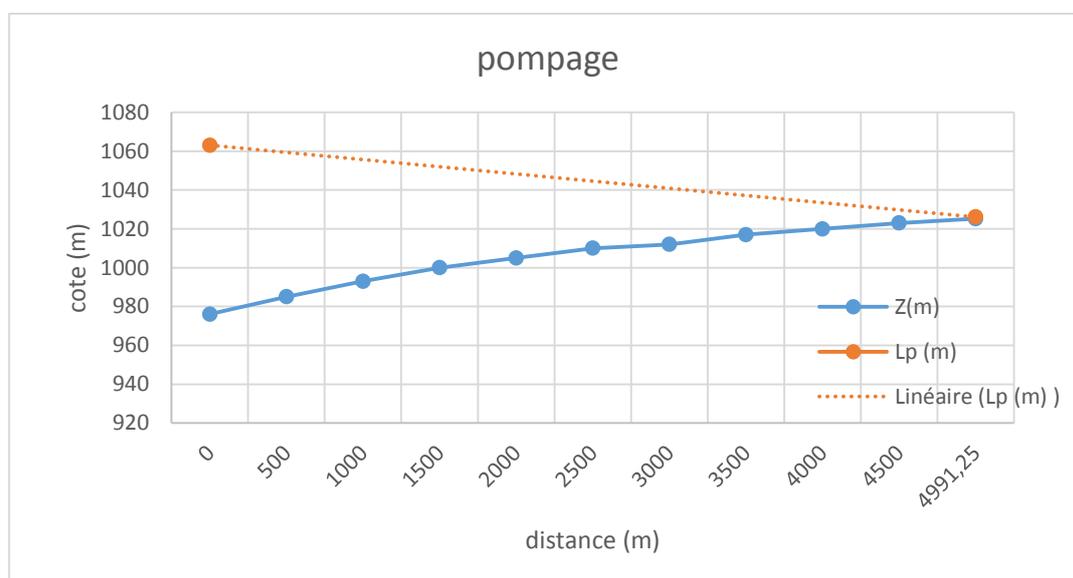


Figure IV-16 : profil piézométrique conduite SP-RT

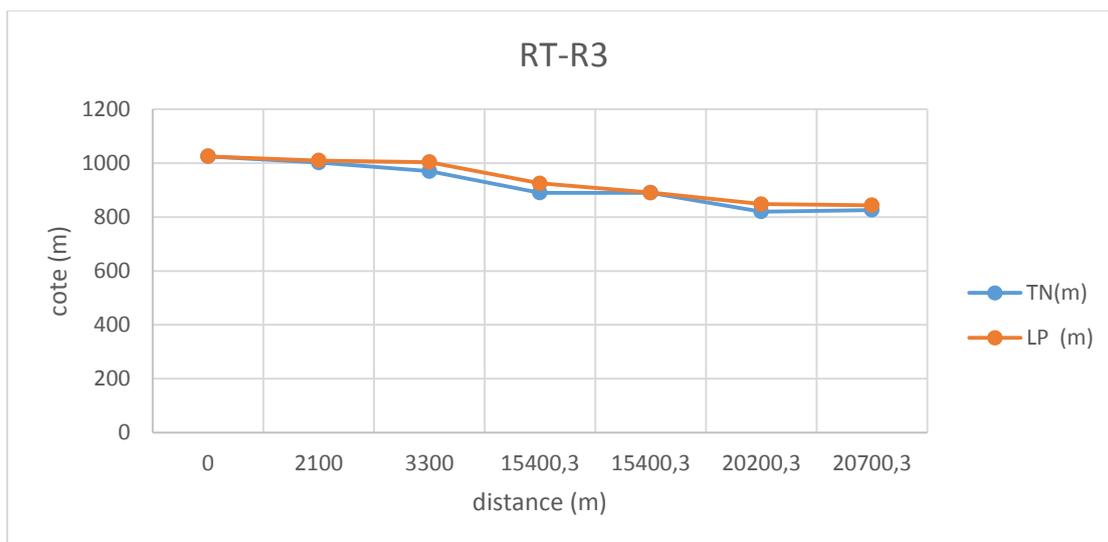


Figure IV-17: profil piézométrique conduite RT-R3

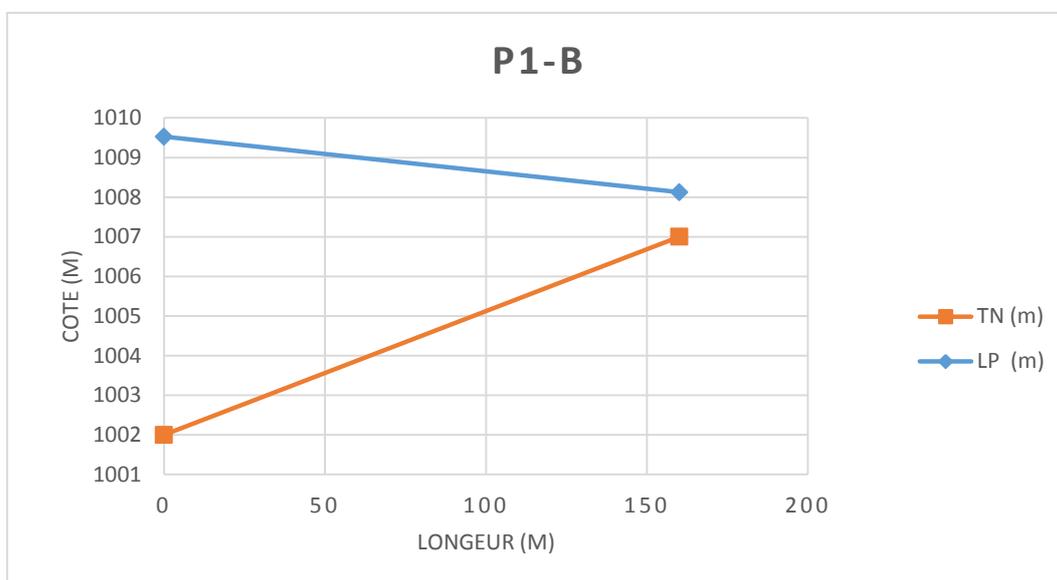


Figure IV-18 : profil piézométrique conduite P1-B

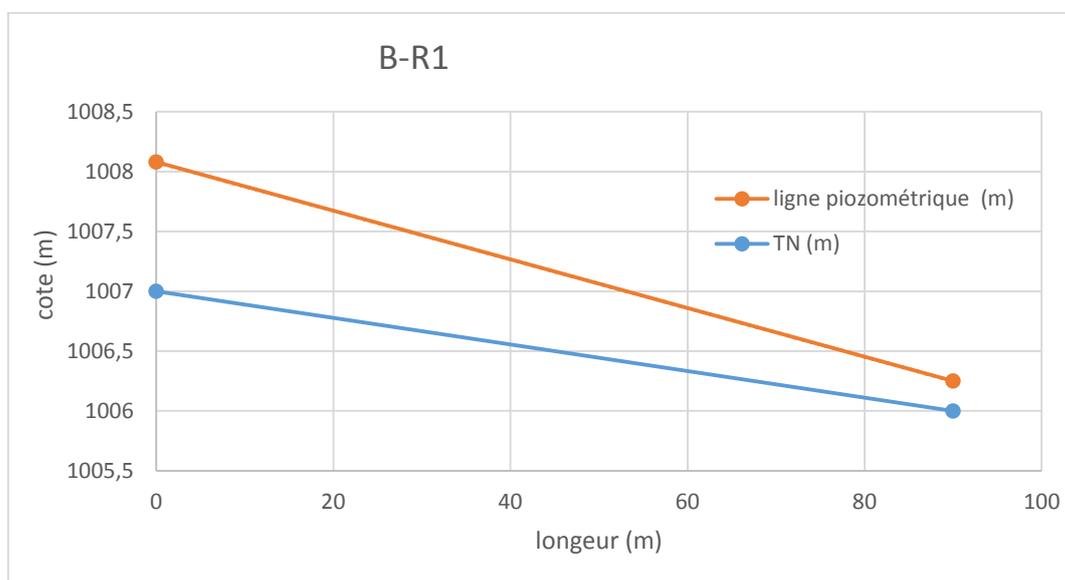


Figure IV-19: profil piézométrique conduite B-R1

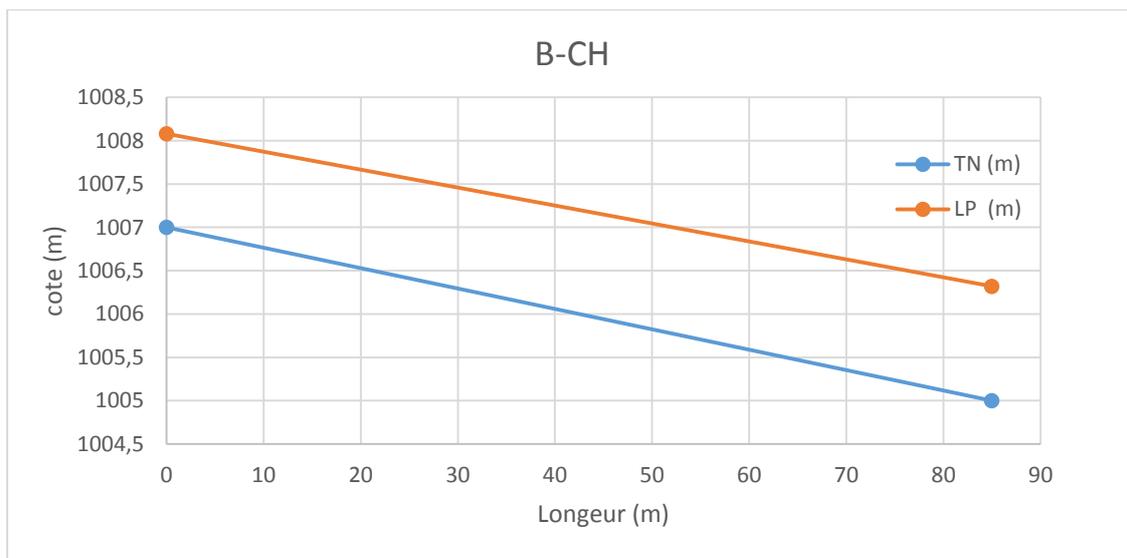


Figure IV-20: profil piézométrique conduite B-CH

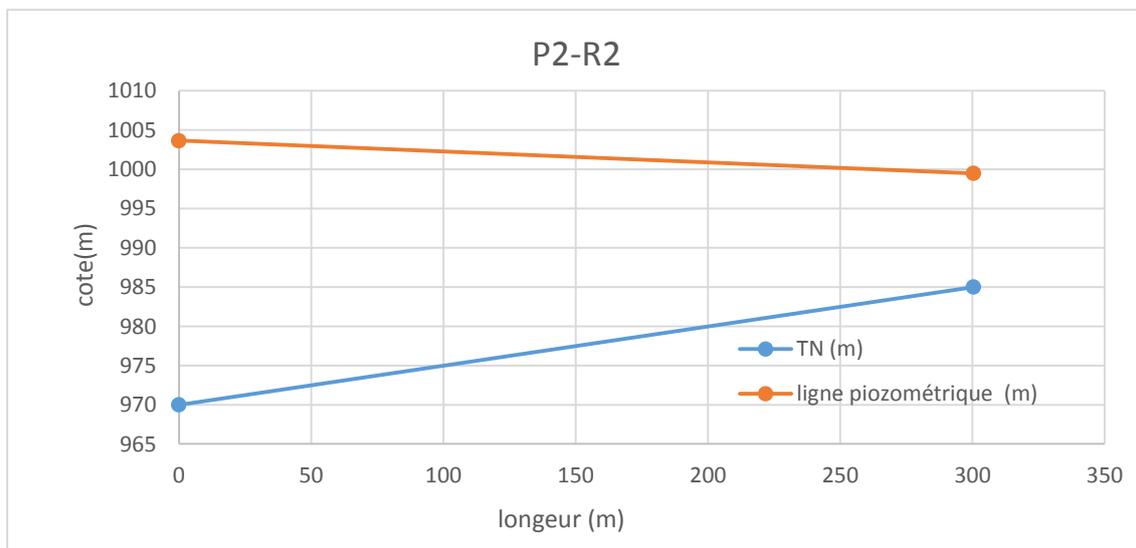


Figure IV-21: profil piézométrique conduite P2-R2

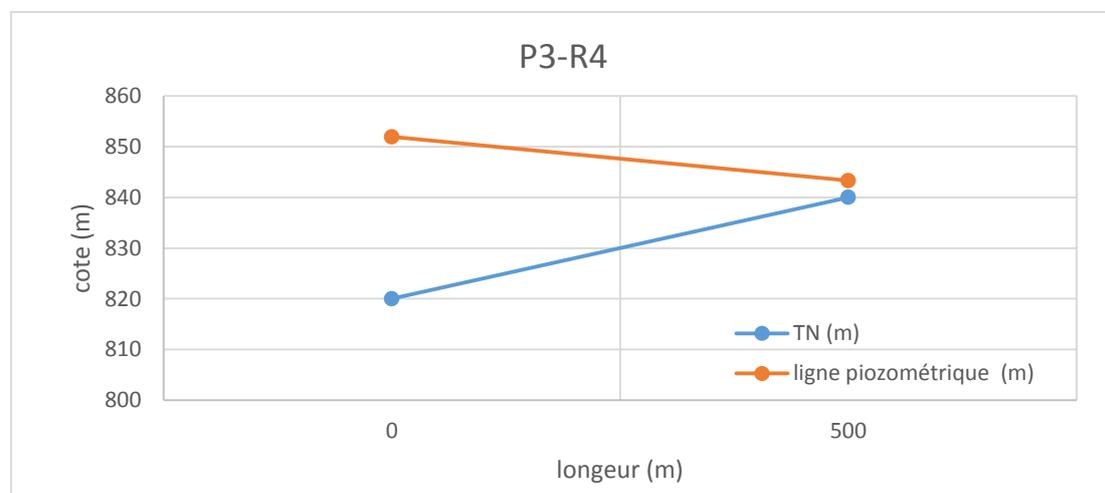


Figure IV-22 : profil piézométrique conduite P3-R4.

IV.8. Dimensionnement de la station pompage SP

Notre station de pompage SP est tenue de refouler un débit de 0.081 m³/s vers le réservoir tampon RT à partir la bêche de reprise ; la conduite assurant cette adduction est d'un diamètre de 400 mm

La hauteur manométrique totale est 74,13m.

Les critères de choix du type de pompe sont [10] :

- ☛ Assurer le débit appelé Qapp et la HMT ;
- ☛ Meilleur rendement ;
- ☛ Vérifier la condition de non cavitation (anti-cavitationnelle),
- ☛ Encombrement et poids les plus faibles ;
- ☛ Vitesse de rotation la plus élevée ;
- ☛ Puissance absorbée minimale ;
- ☛ Être fabriquée en séries.
- ☛ Devient répondre à la construction de bâtiment la plus économiques [10].

Nous optons pour les pompes Allemandes (pompes à hautes pressions) de marque KSB.

Le choix de ce type de pompe est motivé suite à leur disponibilité dans le marché algérienne, leur expérience dans la fabrication des pompes et vannes et surtout pour leurs avantages techniques et mécaniques.

IV.8.1. Dimensionnements du réservoir Tampon

Le réservoir tampon est un ouvrage qui reçoit les eaux pompées par refoulement, transporte-les gravitairement vers les réservoirs de distribution [15].

Le volume du réservoir tampon est donné par la formule suivante :

$$V_{rp} = \frac{Q_{tr} \times T \times a}{100} \dots\dots\dots (IV-3).$$

- Q_{tr} : Débit transit est le débit de piquage qui est : Q_{tr}=Q_{max j}=7077,44 m³/j.
- T : le temps nécessaire que la conduite gravitaire reste remplie pendant 0.75 h lors de l'arrêt de la station de pompage (T= 0.75 heure).
- a : fraction horaire en % (a=6.25 %).

AN :

$$V_{rp} = 331,75 \text{ m}^3$$

$$V_T = V_{rp} + V_{inc} = 331,75 + 120 = 451,75 \text{ m}^3$$

Donc on prend un volume normalisée V_{normalisé} = 500 m³

IV.8.2. Dimensionnements de la bache de la station pompage

Cette bache est alimentée gravitairement à partir de réservoir principal de BEROUAGHIA RP (2×10000 m³) au niveau de la conduite gravitaire principale.

Le débit sortant de la station de pompage est de 294,6 m³/h

Le volume de la bache de reprise est déterminé selon la formule suivante [7] :

$$V_{\text{bâch}} = \frac{Q_{\text{max } j} \times t}{T} \dots\dots\dots\text{(III-4)}$$

Avec :

- Q_{max,j} : débit maximum journalier (Q_{max,j} =7077,444m³ /j).
- T: le temps de fonctionnement de la station de pompage (T = 20h)
- t : temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge (t=0,25h)

AN :

$$V_{\text{bâch}} = \frac{7077,444 \times 0,25}{20} = 88,46 \text{ m}^3$$

$$V_t = 88,46 + 120 = 208,64 \text{ m}^3$$

En choisi un volume normalisé de **250 m³**.

Les dimensions des bâches de reprise et le réservoir tampon sont regroupés dans le tableau IV.13:

Tableau IV-13 : détermination les dimensions de bache de reprise et réservoir tampon
(Q_{transfert}=Q_{max}-production)

Réservoir	V(m ³)	h(m)	S(m ²)	D(m)	H inc (m)
Bâche de reprise	250	4	62,5	9	1,92
Réservoir Tampon	500	4	125	13	0,96

IV.8.3. Courbes caractéristiques des pompes

Les courbes caractéristiques de la pompe H(Q), P abs et le rendement sont déterminés à partir de logiciel KSB disponible en ligne sur le site officiel de la firme KSB et sont représentées sur la figure IV.23 pour la station pompage SP.

La figure IV.23 représente le démarrage de logiciel KSB

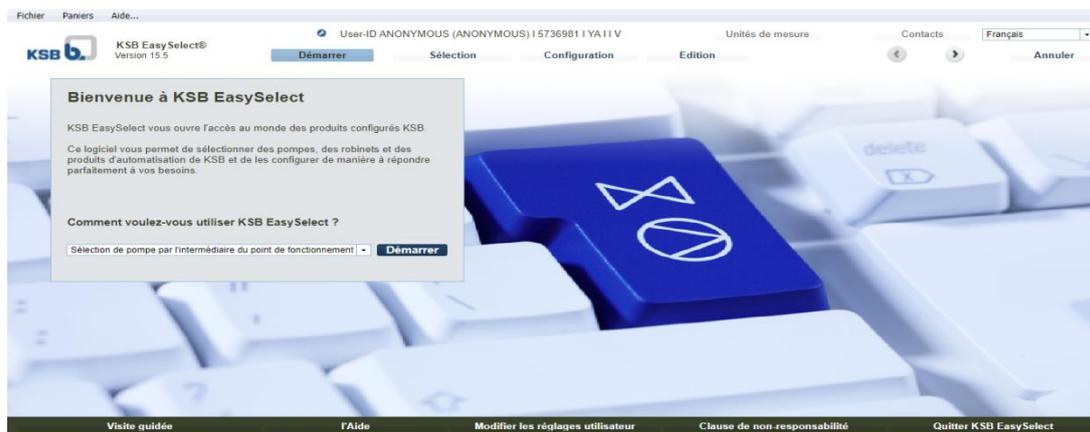


Figure IV-23 : démarrage de logiciel KSB [23].

La figure IV.24 représente comment La saisie des données du notre tronçon de refoulement.

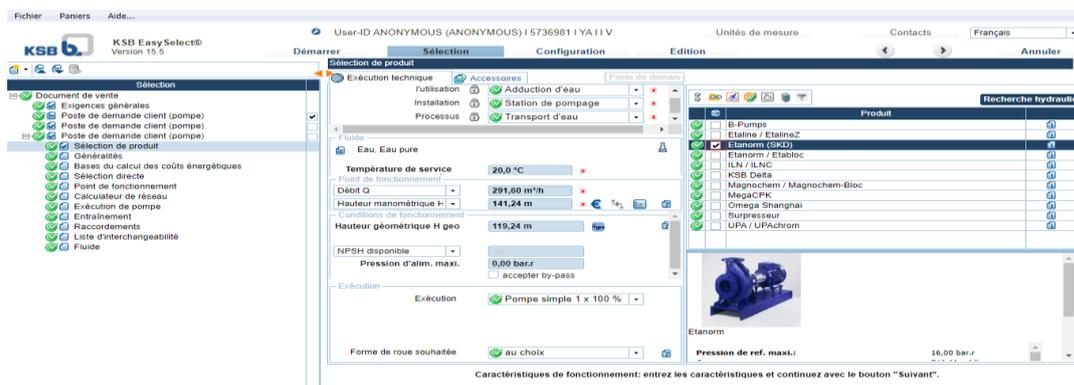


Figure IV-24 : injection les données dans logiciel et choix de type de pompe KSB

[23]

En consultant le catalogue des pompes KSB via leur logiciel en ligne le choix des pompes selon les caractéristiques hydrauliques de notre cas (débit et HMT), nous avons opté pour une pompe de type (KSB-ETANORM 08-065-250) dont les caractéristiques sont résumées dans la figure IV-22 (courbes caractéristiques de la pompe, diagramme rendement et puissance obtenue).

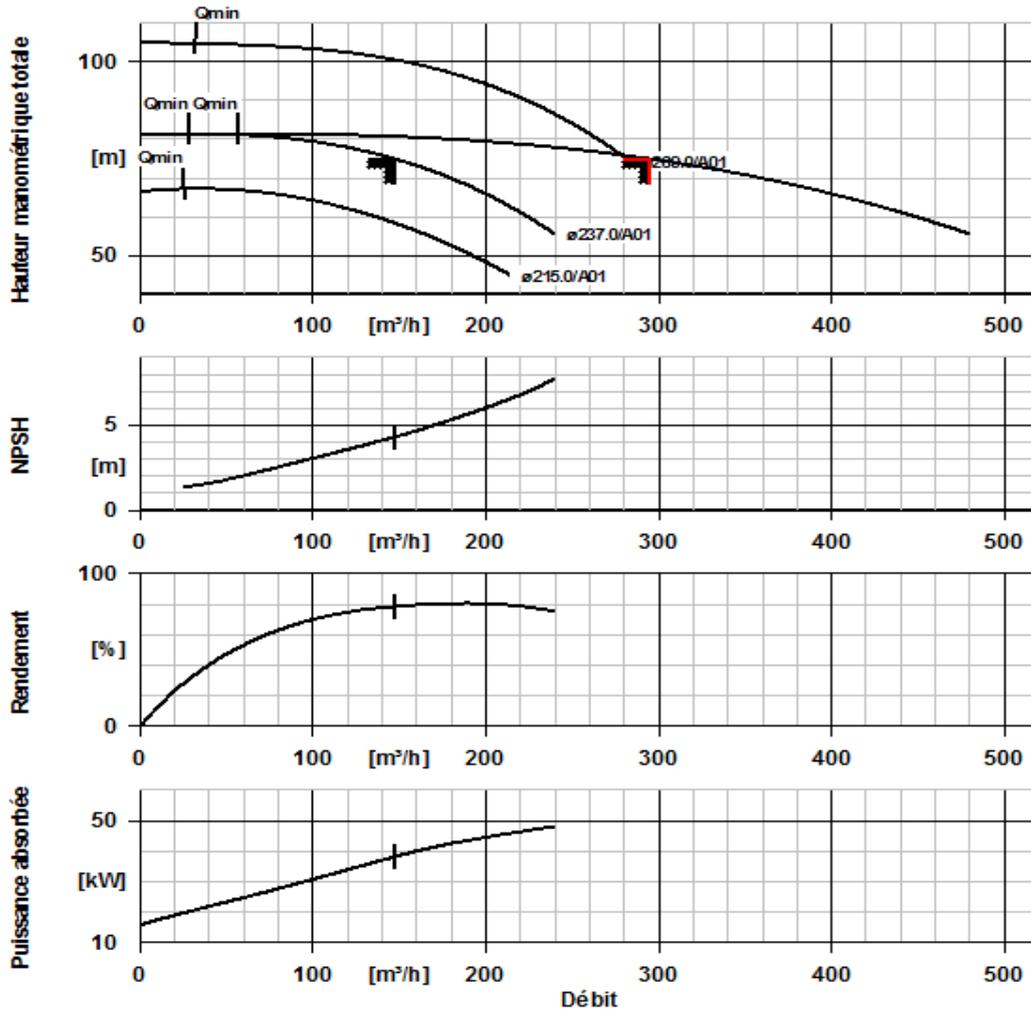


Figure IV-25 : caractéristiques de conjugaison et recherche du point de fonctionnement et les courbes de rendement et puissance [23].

a) Caractéristiques de la pompe

La figure IV-26, IV-27 donnent les caractéristiques hydrauliques de la pompe KSB-ETANORM-SKD qui choisie.

Etanorm	
Pression de ref. maxi.:	16,00 bar.r
Qmax:	740,00 m³/h
Qmin:	0,00 m³/h
Hauteur manométrique max.:	162,00 m
Température min.:	-30,0 °C
Température max.:	350,0 °C

La figure IV-26 : les caractéristiques hydrauliques de la pompe KSB-ETANORM-SKD qui choisie [23].

	gamme	Taille	Sélectic	Rendement	Puissance absorbée	Vitesse de rotation	Section de passage	NPSH requis
1	Etanorm (SKD)	100-080-250	<input checked="" type="checkbox"/>	78,70 %	37,66 kW	2943 rpm	16 mm	3,82 m

figure IV -27 les caractéristiques hydrauliques de la pompe ETANORM-SKD [23].

IV.9.4. Recherche de point de fonctionnement par calcul graphique manuel

Chaque station de pompage à un point de fonctionnement « A » ; le point « A » est obtenu par l'intersection de la courbe caractéristique de la pompe (H-Q)_p et la coue caractéristique de la conduite de refoulement (réseau), (H-Q)_c [11].

Avec :

(H-Q)_c: déterminer par l'utilisateur, est déterminé par les calculs :

$$H_c = H_g + \Delta h_t \dots\dots\dots (IV-15)$$

Avec :

- ✓ H_g : hauteur géométrique (m) ;
- ✓ Δh_t : Perte de charge totale occasionnée par la conduite (m) ;
- ✓ (H-Q)_p : donnée par le constructeur de la pompe.

Selon les données fournit par logiciel de KSB, on tire, pour différents débits, les valeurs de la hauteur manométrique totale, du rendement et de la puissance que sont résumé dans le tableau IV.14 :

Tableau IV.14 : caractéristiques de pompe KSB utilisée dans la station

Q (m3/h)	(H-Q) P (m)
0	80
100	79
200	65
280	55

Le Tableau IV.15 résume les caractéristiques de la conduite SP-RT.

Tableau IV.15 : caractéristiques de la conduite SP-RT

Q (m3/h)	2.Q (m3/h)	(h-Q)P (m) l pompe	H g (m)	L ref (m)	Déco (mm)	λ	ΔHT (m)	(H-Q) c (m)
0	0	80	49,21	4991,25	315	0,02849	0,00000	49,210
100	200	79	49,21	4991,25	315	0,02849	7,96879	57,179
200	400	65	49,21	4991,25	315	0,02849	30,28142	79,491
280	560	55	49,21	4991,25	315	0,02849	71,71914	120,929

Le Figure IV-25 donne simultanément :

- Les caractéristiques de la conduite Hc=f(Q).
- Caractéristiques d'une pompe.

- La courbe de rendement de la pompe.
- Le point de fonctionnement la conduite SP-RT.

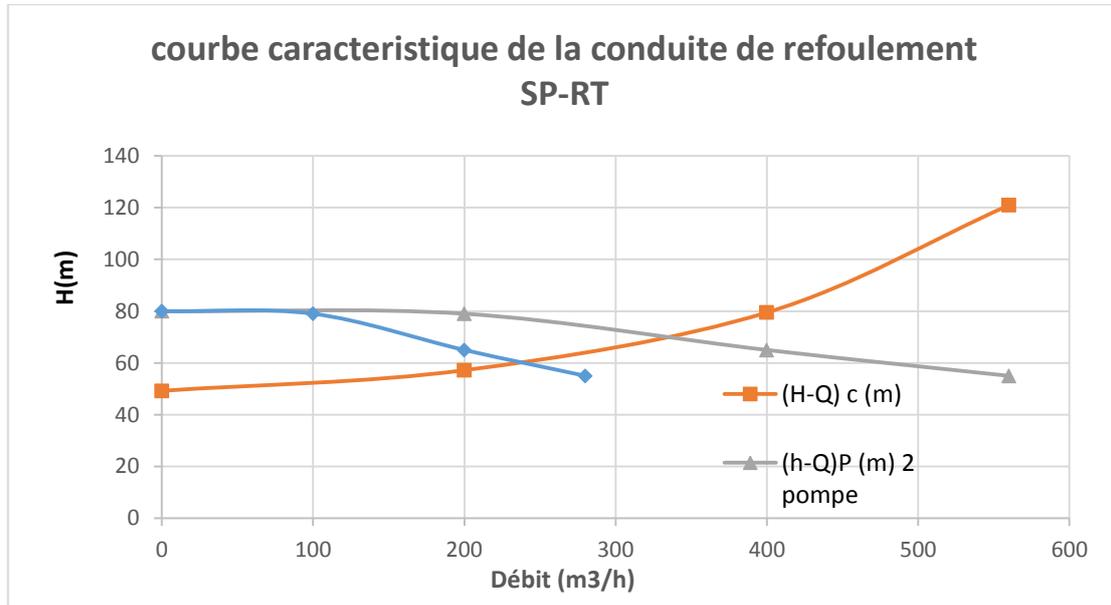


Figure IV-28 : recherche de point de fonctionnement la conduite SP-RT

Le débit et la hauteur manométrique totale correspondant au point de fonctionnement

$$(Pf) \text{ sont : } \begin{cases} Q_{Pf} = 294,78 \text{ m}^3/\text{h} > Q_{app} = 340 \text{ m}^3/\text{h} \\ H_{Pf} = 75 \text{ m} \text{ et } H_{app} = 74.44 \text{ m} \end{cases}$$

Donc la station SP avec les pompes choisies fonctionnera convenablement avec un rendement de 74,89 %.

Remarque :

La station pompage sera conçue avec deux pompes en service et une pompe de secours, ces pompes seront de marque KSB.

IV.9.5. Étude de la cavitation

La cavitation c'est la perturbation de l'écoulement de liquide, c'est-à-dire la formation des cavités ou de poches ou bulles de vapeur, ou gaz dissout dans l'eau [7].

- L'aspiration de liquide est effectuée sous l'effet de la différence entre la pression atmosphérique qui agit sur la surface libre de liquide est la pression absolue à l'entrée de la pompe qui est inférieur à la pression atmosphérique.
- Si la diminution de la pression absolue à l'entrée de la pompe est dessous d'une limite bien déterminer peut entrainer la cavitation, qui se développe à l'intérieur d'une pompe c'est-à-dire la pression absolue devient inferieur à la tension de vapeur de liquide.

- Cette cavitation dure dans le temps, peut entrainer des endommagements de certaine partie de la pompe.

IV.9.6. La hauteur d'aspiration admissible

Afin d'éviter le phénomène de cavitation, la condition suivante doit être vérifiée [7] :

$$(NPSH)_d > (NPSH)_R$$

$$(NPSH)_d = \frac{P_{atm}}{\rho g} - H_a - J_{AE} - \frac{P_v}{\rho g} \dots \dots \dots (V - 16)$$

Avec:

- ✓ H_a : hauteur d'aspiration admissible en (m).
- ✓ $(NPSH)_R$: Charge nette d'aspiration requise, elle est donnée par le constructeur ;
- ✓ $(NPSH)_d$: Charge nette d'aspiration disponible, elle est égale à

Ont vérifié la condition avec un marge de sécurité, $r = (0,3 - 0,5)$ m c'est-à-dire

$$(NPSH)_d > (NPSH)_R + r \dots \dots \dots (IV - 17) ;$$

On prend : $r = 0,3$ m.

Pour une pompe donnée fonctionnant à une vitesse déterminée, il existe une hauteur limite d'aspiration en deçà de laquelle il convient toujours de se tenir [7].

Dans notre cas, on a à faire à des installations en aspiration au niveau de station de pompage, alors la hauteur d'aspiration admissible est régie par la relation suivante

$$h_{asp}^{adm} = (NPSH)_R + r - P_{at} + h_v + \frac{V_a^2}{2g} + \Delta h_{asp} \dots \dots \dots (IV - 18)$$

Avec:

- ✓ V_a : vitesse d'écoulement dans la conduite d'aspiration (m/s) ;
- ✓ P_{at} : pression atmosphérique (m.c.e) ; cette dernier doit être corrigé en fonction de l'altitude de notre région, la formule cité en [7] suivante sera utilisée :

$$P_{at} = 10,33 - 0,0012 \times Z \dots \dots \dots (IV - 19)$$

- ✓ Z : altitude de la station égale 976,04 m.NGA.

Donc : $P_{at} = 10,33 - 0,0012 \times 976,04 \Rightarrow P_{at} = 9,20$ mce

- ✓ h_v : tension de vapeur d'eau (m.c.e) (voir Annexe 03) ;

La tension de vapeur d'eau sera déterminer pour une température de l'eau de 20°C, donc $h_v = 0,24$ m.C.E (voir annexe 04).

- ✓ Δh_{asp} : Perte de charge totale du coté aspiration.

$$\Delta h_{asp} = 1,15 \times \Delta h_{asp}^{lin} \dots \dots \dots (IV - 20)$$

- ✓ Δh_{asp}^{lin} : Perte de charge linéaire à l'aspiration (m), elle sera estimée pour le collecteur et là

$$\Delta h_{asp} = 9,2 \cdot \lambda \frac{L}{\pi^2 \cdot D^5} \times \frac{Q^2}{g} \dots \dots \dots (IV - 21)$$

- ✓ L : longueur du collecteur d'aspiration principale, Dans notre cas L=10 m,
- ✓ D_c : diamètre du collecteur d'aspiration principale en acier en (m) $D_c=350$ mm,
- ✓ V_c : vitesse d'écoulement dans le collecteur d'aspiration (m/s), $V_c = 0,58$ m/s.
- ✓ Q: c'est le débit d'appel $Q=0.056$ m³/s.

IV..9.6. Calage de la pompe

Le calage de la pompe est de déterminer la côte exacte de l'axe de la pompe par rapport à niveau du plan d'eau d'aspiration afin d'éviter la cavitation [7].

Pour les installations en charge :

$$\nabla_{axe} = \nabla_{min} - h_{asp}^{adm} + r \dots \dots \dots (IV - 22).$$

Avec :

- ✓ ∇_{axe} : Niveau de l'axe de la pompe (mNGA) ;
- ✓ ∇_{min} : Niveau minimal du plan d'eau d'aspiration (m.NGA) ;

$$\nabla_{min} = C_R + h_{inc} \dots \dots \dots (IV - 26)$$

Avec :

- ✓ C_R : côte du radier de bache d'aspiration $C_R=976.04$ (m NGA) ;
- ✓ h_{inc} : la hauteur d'incendie dans la bache d'aspiration (m).
- ✓ r : marge de sécurité, $r = (0,1 - 0,3)$ m on prend 0,3 .

Dans notre station on a :

- ❖ La charge nette d'aspiration requise d'après la courbe de $NPSH_r=f(Q)$:

$$(NPSH)_r = 3,53 \text{ m}$$

- ❖ La perte de charge totale à l'aspiration est:

$$\Delta h_{asp} = 9,2 \times 0,02867 \times \frac{10}{\pi^2 \times (0,35)^5} \times \frac{(0,056)^2}{9,81} = 0,016 \text{ m}$$

- ❖ La vitesse d'aspiration

$$V_a = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot D^2} = \frac{4 \cdot 0,056}{3,14 \cdot 0,35^2} = 0,58 \text{ m/s}$$

- La hauteur aspiration admissible:

$$h_{asp}^{adm} = 3,53 + 0,3 - 8,97 + 0,24 + \frac{0,58^2}{2 \times 9,81} + 0,016 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = -4,86 \text{ m}$$

- Le niveau minimum du plan d'aspiration :

$$\nabla_{\min} = 976,04 + 1,92 \Rightarrow \nabla_{\min} = 977,96 \text{ m}$$

- La côte de l'axe de la pompe :

$$\nabla_{\text{axe}} = 977,96 - (-4,86) + 0,3 \Rightarrow \nabla_{\text{axe}} = 983,12 \text{ (m)}$$

- Condition de non cavitation :

$$(\text{NPSH})_d = 9,20 - (4,863) - 0,016 - 0,24 = 4,089 \text{ mce}$$

On remarque que $(\text{NPSH})_d > (\text{NPSH})_{\text{req}} + 0,3$, Donc il n'y aura pas de risque de cavitation sur les pompes de la station.

- ✓ Le calage des pompes est un point très important pour protéger la pompe et assurer son fonctionnement pour une longue durée c'est-à-dire augmenter la durée de vie de la pompe [7].
- ✓ Le contrôle et l'entretien fréquents des installations de la station de pompage et des ouvrages secondaires (les vannes, réservoir d'air, les manomètres, ect) sont très important pour avoir une gestion aisée de pompage [7].

IV.10. Protection des conduites contre le coup de bélier.

Le coup de bélier est une étape de régime transitoire à paramètres hydrauliques prépondérants (pression, vitesse) sont rapidement variables dans le temps et dans l'espace [11].

Il se produit un phénomène oscillatoire d'onde de pression qui se propage sur toute la longueur de la conduite en s'amortissant progressivement, il a pour conséquences un déboitement des conduites et détérioration de robinetterie ou appareils de comptage, il peut entraîner des dégâts considérables sur les appareils de pompes [11].

Donc elle est importante de protéger les équipements contre les conséquences néfastes de ce phénomène, cela par des appareils qui auront pour rôle l'atténuation et la limitation des variations brusques de pression (surpression et dépression).

Pour notre cas, on utilise une protection par réservoir d'air en utilisant l'abaque de VIBERT et les paramètres ci-dessous :

- U_0 : Vitesse moyenne dans la conduite de refoulement (m/s)
- L : Longueur de la conduite en m.
- S : Section de la conduite en m^2
- V_0 : Volume d'air en m^3 .
- $h_0 = U_0^2 / 2.g$ en m
- H_0 : hauteur géométrique en m.

IV.10.1 Tronçons SP-RT

Les caractéristiques de tronçon SP-RT est regrouper dans le tableau suivant ;

Tableau IV-16 : Les caractéristiques de tronçon de l'adduction de refoulement

N° de station	D (mm)	S (m^2)	V (m/s)	L (m)	L.S (m^3)	Hg (m)
SP1	315	0,052	1,073	4991,25	260,40	49,21

IV.10.2 calculs de la célérité d'onde

Le calcul de la célérité d'onde sera basé sur la formule suivante [11] :

$$C = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + K \frac{D}{e}}} \dots \dots \dots (IV - 15)$$

Avec :

- ✓ K : Coefficient d'élasticité de La conduite PEHD. $K=83$.
- ✓ ρ : Masse volumique de l'eau ; $\rho = 1000 \text{ kg / m}^3$
- ✓ e : Épaisseur de la conduite (m).

Ce que donne : $C=1413,98 \text{ m/s}$.

IV.10.3 valeurs de coup de bélier

En cas d'arrêt accidentel ou fermeture brusque, le coup bélier peut atteindre la valeur de $b = \frac{CV_0}{g} = 154,643 \text{ m d'eau}$. [15].

IV.10.4 pression maximale dans la conduite

En considérant que la valeur atteinte par le coup de bélier et la valeur de la hauteur géométrique de refoulement, la pression maximale dans la conduite est calculée par :

$$P_{\max} = H_0 + b = 49,21 + 154,643 = 203,85 \text{ m}$$

En prenant en compte que la pression nominale dans la conduite est 16 bars a ne pas dépasser, la protection est donc nécessaire.

IV.10.5 déterminations du volume d'air

Le calcul du volume d'air V_0 suit les étapes ci – dessous :

- $Z_0 = H_0 + 10 = 49,21 + 10 = 59,21 \text{ m}$.
- $Z_{\max} = PN + 10 = 160 + 10 = 170 \text{ m}$.
- $Z_{\max}/Z_0 = 170/59,21 = 2,87$.
- $h_0 = U_0^2/2.g = (0,961/2 * 9.81) = 0,049$.
- $h_0/Z_0 = 0,047/59,21 = 7,93 \times 10^{-4}$

Les alignements de 2.87 lu sur l'échelle de Z_{\max}/Z_0 et $7,93 \times 10^{-4}$ lu sur l'échelle de h_0/Z_0 donnent sur l'abaque de VIBERT (Annexe 3)

$$U_0/L. S = 3 \times 10^{-3} \text{ et } \frac{Z_{\min}}{Z_0} = 0,55 \Rightarrow Z_{\min} = 0,55 * 59,21 = 32,56 \text{ m}$$

On suppose que :

$$U_0 Z_0 = U_{\max} \cdot Z_{\min} \Rightarrow U_{\max} = U_0 Z_0 / Z_{\min}$$

Donc :

- $U_0 = 0,25 \times 3 \times 10^{-3} \times 4991,25 \times 3,14 \times (0,2578)^2 = 0,78 \text{ m}^3$.
- $U_{\max} = 0,78 \times 59,21 / 32,56 = 1,41 \text{ m}^3$.

On prend le volume de réservoir d'air selon la formule suivant :

$$\text{➤ } U_{\max} T = U_{\max} + 100 \text{ L.}$$

Donc $U_{\max} T = 1518,42 \text{ L}$

Pour notre station on a besoin d'installer un réservoir d'air de capacité de 1600 L

IV.11 Conclusion

Dans ce chapitre on étudier les différents types de l'adduction (gravitaire et refoulement).

Pour la partie gravitaire on a été obligé d'installer un brise charges, et a la partie de refoulement on a implanté une station pompage et un réservoir tampon, d'où indispensabilité de bon sélectionnèrent des pompes assurant le débit et la hauteur manométrique ;demandée.

CONCLUSION GENERALE

Conclusion générale

Au cours de ce présent travail, nous pensons avoir cerné les différentes phases de réalisation d'un projet de renforcement de l'alimentation en eau potable, ceci nous a permis d'atteindre certains objectifs à savoir :

- ✓ L'alimentation en eau potable répondant aux besoins de la population.
- ✓ La répartition rationnelle de l'eau et son acheminement vers les localités concernées.

Cette étude d'approvisionnement en eau potable est faite pour l'horizon 2050, dont la population de toute la zone d'étude atteindra 29581 habitants.

L'importance des besoins en eau estimés pour les localités concernées par l'étude, par rapport aux sources existantes, a donné la nécessité de prévoir un transfert de 5897,84 m³/j des eaux du barrage Koudiet Accerdoun à partir de réservoir de Berouaghia (2×10000 m³)

Les ouvrages de stockage sont dimensionnés selon les besoins en eau estimés, et ils sont jumelés au moins en deux réservoirs afin d'assurer la continuité de stockage en cas de nettoyage ou d'éventuelles réparations dans l'un des réservoirs.

L'emplacement du réservoir tampon est choisi de tel sort à assurer une alimentation gravitaire d'une grande partie des localités situées à l'aval.

L'importance de la longueur de l'adduction gravitaire (25Km) et la nature de relief qui est très accidenté, ce qui à exiger la projection d'un brise charge a fin de cassé la charges de l'eau pour la protection des conduites.

A partir du réservoir tampon de OUELED DHEID, l'adduction est caractérisée par trois piquages qui alimentent les réservoirs des localités concernées. Chaque piquage est équipé d'une vanne afin de faire passer le débit voulu.

Au long du réseau d'adduction, des ventouses seront placées à chaque point haut pour évacuer les bulles d'air qui peuvent survenir à l'intérieur de la conduite ainsi que des vidanges au niveau des points bas.

En fin nous souhaitons avoir fait un travail qui peut servir d'avant-projet à une étude détaillée afin de garantir une alimentation en eau potable sans aucune interruption, et qu'il soit un guide bibliographique pour les promotions à venir.

Références biographiques

[1] **DUPONT A.**, 1979, Hydraulique Urbaine, Tome II « Ouvrage de transport-Élévation et distribution des eaux ». Edition Eyrolles, 74-75-76 p.

[2] **YONABA R. O.**, 2015, Support de présentation de cours d'adduction en eau potable, à application pour l'ingénieur hydraulicien. Aborde la conception et le dimensionnement des ouvrages constitutifs des réseaux d'AEP, Département d'hydraulique et d'assainissement, Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement (Institut 2iE), Ouagadougou, Burkina Faso

<https://www.slideshare.net/rolandyonaba/cours-dadduction-en-eau-potable-47234215> consulté le (04/05/2021).

[3] **ISKOUNEN Y.**, 2015, Cours hydraulique AEP pour BTP v1,

<https://www.slideshare.net/yacineiskounen/cours-hydraulique-aep-pour-btp-v1> consulté le (08/05/2021)

[4] **HOUMADI D.**, 2010, projet de reconstruction du système d'AEP de la ville manjakandrina, Mémoire d'ingénieur, école supérieure polytechnique, madagascar.

[5] **DUPONT A.**, 1977, Hydraulique urbaine, Tome II, Edition Eyrolles, paris.

[6] **ESCANDE L.**, 1948, Hydraulique générale, Volume II, Edition E. Privat, paris.

[7] **SAMEUR A.**, 2011, Étude de l'adduction en eau potable de la ville de TISSIMSILT est des localités environnantes à partir du barrage de KODIAT ROSFA Mémoire d'ingénieur d'état en hydraulique, ENSH Blida.

[8] **HAKIME F.**, 2006, conception de la station pompage de la ville el mehmel-khenchela, université Mohammed kheider Biskra, Algérie

[9] **PEDRO A.**, 2018, cour hydraulique de bas Pompe hydraulique et moteur, principe et fonctionnement

<https://www.hydrauliquesimple.com/moteur-pompe-hydraulique> consulté le (03/06/2021)

[10] **BENSADA W** et **BENOUNA I.**, 2013, Alimentation en eau potable des centres de Ouled Mimoun, Sidi Abdelli et Sidi Senouci à partir du brise charge BC3 conduite Béni Bahdel – Oran, Mémoire de master, département d'hydraulique université Abou Bekr Belkaid Tlemcen, Algérie.

[11] **MEUNIER M.**, 1980, Les coup de bélier et la protection des réseaux d'eau, première Edition, Paris.

[12] **BOURAGBI H.**, 2016, contribution a l'étude du Phénomène du coup de bélier, Mémoire d'ingénieur d'état en hydraulique, école nationale supérieure d'hydraulique-blida, Algérie.

[13] **ABDI I.**, 2011, Etude du transfert du barrage de Boussiaba (W.Jijel) vers le barrage de Beni Haroun (W.Mila), mémoire d'ingénieur d'état en hydraulique, département génie de l'eau, école nationale supérieure de l'hydraulique,Blida ,Algérie

[14] **BOUKAMOUM M.**, 2016, contribution a la prévision de la demande en Eau en Algérie (application sur l'agglomération de Sétif), mémoire d'ingénieur d'état en hydraulique, département génie de l'eau, école nationale supérieure de l'hydraulique, Blida, Algérie.

[15] **KHAMER B.**, 2013, Dimensionnement du réseau d'alimentation en eau potable du POS "A" de la ville d'Ain Beida Mémoire de master en hydraulique urbaine Université Larbi Ben M'hidi, oum el bouaghi, Algérie

[16] **ALEXANDER G.**, 2012, Le groupe PROTEM un leader au service de la préparation à une soudure de haute qualité, Paris, France.

<https://www.protem.fr/actualites/43-assemblage-de-tubes-bout-a-bout-les-differents-types-de-chanfreins-et-comment-les-realiser> consulté le (18/09/2021)

[17] **SAINT G.**, 2008 catalogues en ligne qui regroupent tous les éléments constitutifs d'un système hydraulique tels que les pompes hydrauliques, pompes doseuses, les distributeurs et électrovannes, les robinetteries, paris, France.

<https://www.hellopro.fr/vannes-et-robinetteries-hydrauliques-2011698-fr-rubrique.html#:~:text=Les%20vannes%20et%20robinetteries%20hydrauliques%20so nt%20des%20dispositifs,permettent%20d'obtenir%20ou%20freiner%20le%20passag e%20du%20fluide>. Consulté le (14/07/2021)

[18] **AFRA A.**, 2017, Transfert des eaux à partir des forages Albiens vers la station de traitement des eaux d'Oued Souf, Mémoire de master, département d'hydraulique université Abou Bekr Belkaid de Tlemcen, Algérie.

[19] **Yazid A.**, 2012, alimentation en eau potable de la ville d'ouled BESSEM, Mémoire d'ingénieur d'état, département de génie de l'eau, école nationale supérieure d'hydraulique- Arbaoui Abdellah, Algérie.

ANNEXE

[20] **BRAHIM S.**, 2015, les rapports de projet de renforcement d'eau potable de la ville de REBAIA et Oueled Dheid, direction des ressources en eau, Berouaghsia, Algerie

[21] **SALIM D.**, 2017, étude d'envasement de barrage de Koudiat Accerdoune de bouira, mémoire de master, département d'hydraulique, université d'houari Boumediene, Algérie.

[22] **MOURADE B.**, 2013, Alimentation en eau potable de la ville de chebli (w.blida), Mémoire de master, département d'hydraulique université Abou Bekr Belkaid de Tlemcen, Algérie.

[23] **JOHANNES K.**, 2009, KSB EasySelect® est un outil complet qui peut être utilisé pour la sélection simple et rapide de pompes et de robinetterie dans un environnement de configuration convivial afin que vous trouviez la solution optimale pour vos projets.

<https://www.ksb.com/ksb-ma-fr/KSB-EasySelect/> consulté le (24/09/2021)

ANNEXE

Annexe 1

Tableau II-1 : la fraction horaire du débit maximum journalier

Heure	Nombre d'habitants				
	Moins de 10000	10000 à 50000	50000 à 100000	Plus de 100000	Agglomération rurale
0—1	1	1,5	3	3,35	0,75
01—02	1	1,5	3,2	3,25	0,75
02—03	1	1,5	2,5	3,3	1
03—04	1	1,5	2,6	3,2	1
04—05	2	2,5	3,5	3,25	2
05—06	3	3,5	4,1	3,4	5,5
06—07	5	4,5	4,5	3,85	5,5
07—08	6,5	5,5	4,9	4,45	5,5
08—09	6,5	6,25	4,9	5,2	3,5
09—10	5,5	6,25	5,6	4,05	3,5
10—11	4,5	6,25	4,8	4,85	6
11—12	5,5	6,25	4,7	4,6	8,5
12—13	7	5	4,4	4,6	8,5
13-14	7	5	4,1	4,55	6
14-15	5,5	5,5	4,2	4,75	5
15-16	4,5	6	4,4	4,7	5
16-17	5	6	4,3	4,65	3,5
17-18	6,5	5,5	4,1	4,35	3,5
18-19	6,5	5	4,5	4,4	6
19-20	5	4,5	4,5	4,3	6
20-21	4,5	4	4,5	4,3	6
21-22	3	3	4,8	4,2	3
22-23	2	2	4,6	3,75	3
23-24	1	1,5	3,3	3,7	1

ANNEXE

Tableau.2 : Variation du débit horaire pour les deux localités (REBAIA et OULED DHEID)

Heure	REBAIA Q _{max j} =3943,29 m ³ /j		Heure	OULED DHEID Q _{max j} =3815,8 m ³ /j	
	K _{max h}	Q _{max h} (m ³ /h)		K _{max h}	Q _{max h} (m ³ /h)
0--1	1,5	59,99175	0-1	1,5	57,2286
01--02	1,5	59,99175	01--02	1,5	57,2286
02--03	1,5	59,99175	02--03	1,5	57,2286
03--04	1,5	59,99175	03--04	1,5	57,2286
04--05	2,5	99,98625	04--05	2,5	95,381
05--06	3,5	139,98075	05--06	3,5	133,5334
06--07	4,5	179,97525	06--07	4,5	171,6858
07--08	5,5	219,96975	07--08	5,5	209,8382
08--09	6,25	249,965625	08--09	6,25	238,4525
09--10	6,25	249,965625	09--10	6,25	238,4525
10--11	6,25	249,965625	10--11	6,25	238,4525
11--12	6,25	249,965625	11--12	6,25	238,4525
12--13	5	199,9725	12--13	5	190,762
13-14	5	199,9725	13-14	5	190,762
14-15	5,5	219,96975	14-15	5,5	209,8382
15-16	6	239,967	15-16	6	228,9144
16-17	6	239,967	16-17	6	228,9144
17-18	5,5	219,96975	17-18	5,5	209,8382
18-19	5	199,9725	18-19	5	190,762
19-20	4,5	179,97525	19-20	4,5	171,6858
20-21	4	159,978	20-21	4	152,6096
21-22	3	119,9835	21-22	3	114,4572
22-23	2	79,989	22-23	2	76,3048
23-24	1,5	59,99175	23-24	1,5	57,2286

ANNEXE

Annexe 2

Tableau.3 : les prix unitaires de conduite PEHD PN16

TARIF DES PRIX							
جدول الأسعار							
TUBE PE							
TUBE PEHD EAU POTABLE PN16							
Références	Désignation	Diamètre Ext en MM	Epaisseur en MM	Qualité Produit	Pression Service	Prix HT le ML	Prix TTC le ML
المرجع	التسمية	القطر	السمك	نوعية المنتج	الضغط	سعر الوحدة خارج الضريبة	سعر الوحدة بالعمومية
11 004 0201	Tube PEHD	20	2.3	PE80	16 Bars	33.40	39.08
11 004 0251	Tube PEHD	25	3.0	PE80	16 Bars	53.13	62.16
11 004 0321	Tube PEHD	32	3.6	PE80	16 Bars	83.49	97.68
11 004 0401	Tube PEHD	40	4.5	PE80	16 Bars	129.03	150.96
11 004 0501	Tube PEHD	50	5.6	PE80	16 Bars	199.88	233.85
11 004 0631	Tube PEHD	63	7.1	PE80	16 Bars	318.78	372.97
11 004 0751	Tube PEHD	75	8.4	PE80	16 Bars	447.81	523.94
11 008 0901	Tube PEHD	90	8.2	PE100	16 Bars	507.81	594.14
11 008 1101	Tube PEHD	110	10.0	PE100	16 Bars	753.45	881.53
11 008 1251	Tube PEHD	125	11.4	PE100	16 Bars	975.48	1 141.31
11 008 1601	Tube PEHD	160	14.6	PE100	16 Bars	1 594.30	1 865.33
11 008 2001	Tube PEHD	200	18.2	PE100	16 Bars	2 503.64	2 929.25
11 008 2501	Tube PEHD	250	22.7	PE100	16 Bars	3 873.55	4 532.05
11 008 3151	Tube PEHD	315	28.6	PE100	16 Bars	6 140.99	7 184.96
11 008 4001	Tube PEHD	400	36.3	PE100	16 Bars	8894,512	10584,47
11 008 5001	Tube PEHD	500	45.4	PE100	16 Bars	17 881.50	20 921.36
11 004 6301	Tube PEHD	630	57.2	PE100	16 Bars	23 447.42	27 433.49

Annexe 3

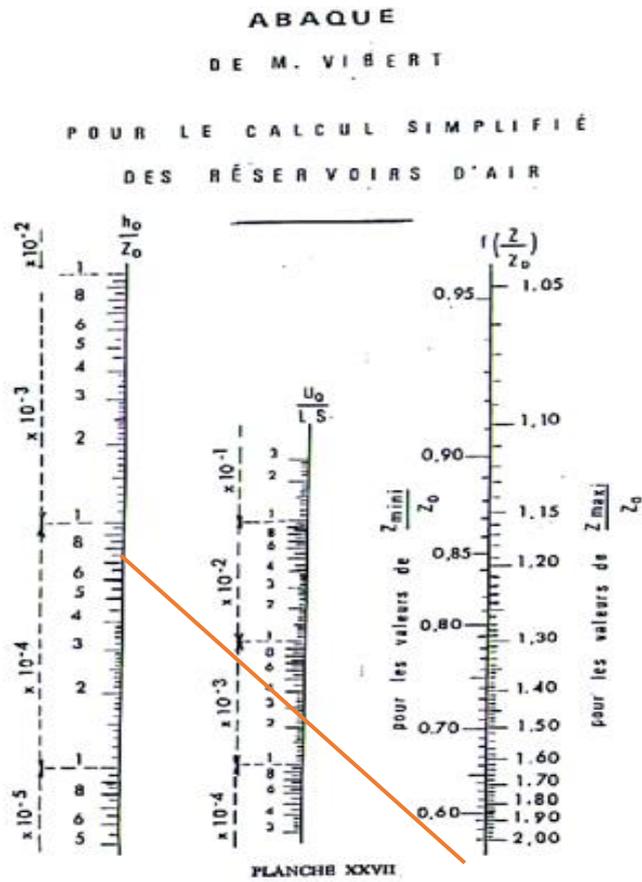


Figure 3 : Abaque de VIBERT pour le calcul simplifié des réservoirs d'air.

Annexe 4 :

Tableau 1: Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température

T° (°C)	5	10	20	30	40	50	80	100
h _v (m.c.e)	0,09	0,12	0,24	0,43	0,75	1,25	4,82	10,33