

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Adduction de la ville de souagui a partir du transfert du barrage Koudiat Acerdoune- Boughzoul (w. Medea) .

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0033-14

APA Citation (توثيق APA):

Nechmi, Abd elouahab (2014). Adduction de la ville de souagui a partir du transfert du barrage Koudiat Acerdoune- Boughzoul (w. Medea)[Mem Ing, ENSH].

The digital repository of the Higher National School for Hydraulics "Digital Repository of ENSH" is a platform for valuing the scientific production of the school's teachers and researchers.

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...) and broadcasting it online.

Digital Repository of ENSH is built on the open software platform and is managed by the Library of the National Higher School for Hydraulics.

المستودع الرقمي للمدرسة الوطنية العليا للري هو منصة خاصة بتقييم الإنتاج العلمي لأساتذة و باحثي المدرسة.

يهدف المستودع الرقمي للمدرسة إلى حصر الإنتاج العلمي سواء كان منشورا أو غير منشور (أطروحات، مطبوعات بيداغوجية، مقالات الدوريات، كتب....) و بثه على الخط.

المستودع الرقمي للمدرسة مبني على المنصة المفتوحة و يتم إدارته من طرف مديرية المكتبة للمدرسة العليا للري.

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE URBAINE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en Hydraulique

Option : ALIMENTATION EN EAU POTABLE

THEME DU PROJET :

**ADDUCTION DE LA VILLE DE SOUAGUI A PARTIR DU
TRANSFERT DU BARRAGE KOUDIAT ACERDOUNE-
BOUGHZOUL (W.MEDEA)**

PRESENTE PAR :

Mr : NECHMI Abd el ouahab.

Devant les membres du jury

Noms et Prénoms	Grade	Qualité
M ^r . KHODJET-KESBA Omar	Professeur.	Président
M ^r . HACHEMI Abdelkader	M.A.A.	Examineur
M ^{me} . BERBACHE Sabah	M.A.A.	Examinatrice
M ^r . DJELLAB Mohamed	M.C.B.	Examineur
M ^r . AZZAZ Sofiane	Ingénieur (SEAAL)	Invité
M ^{me} . ZENDAGUI Nouria	Ingénieur .chef	Promotrice

Septembre - 2014

Remerciements

Je tiens à remercier et rendre grâce à DIEU le tout puissant de m'avoir donné le courage et la volonté de mener à bien terminer ce modeste travail.

Je tiens également à exprimer mes vifs remerciements à toutes les personnes qui m'ont aidé tout au long de mon travail, particulièrement à :

Mes chers parents pour les encouragements qu'ils ont manifestés tout au long de mon parcours.

Ma promotrice M^{me} N.ZENDAGUI pour son encadrement et ses orientations judicieuses qui nous ont été infiniment utiles.

Mes remerciements vont également à tout le personnel de

- la direction de l'hydraulique de Médea ;

Mes remerciements à M^r. Dahmani Saad et M^r. Derraj Djamel.

Mon respect aux président de jury M^r KHODJET et les membres du jury qui me feront l'honneur d'apprécier mon travail.

Dédicace

Je dédie ce travail :

*Avant tout à mes chers parents Mohamed et Zohra, Qui m'ont soutenu
durant toutes ces années de formation.*

A mes sœurs, mes frères ALI, ABD ESSALAM, ABD ELHALIM

et les enfants de ma sœur et mes frères

A toute la famille NECHMI et MEZRAG

Aux petits enfants :saber, amira, abderrahim, basset, loai, abd ellah et rayane.

*A tous mes amis sans exception et d'une façon spéciale a : Mohamed, Sedik,
Djalal, noro, Takj .Azedine, massi.*

Hocine , Redouane, Anis , Messaoud, Mustafa, Youcef, Abderrahmane et djidel.

:

يهدف هذا المشروع لتزويد بلدية السواقي بولاية المدية بالمياه الصالحة للشرب انطلاقا من خط تحويل المياه القادم من سد كدية اسردون المتواجد بولاية البويرة باتجاه بوقزول بولاية المدية والتي تعرف حاليا نقصا كبيرا في المياه الصالحة للشرب وهذا النقص راجع إلى قلة الموارد المائية و تطور الحياة المعيشية لهذه المنطقة. هذه الدراسة تحتوي على تحديد أبعاد الأنابيب, حجم الخزانات, محطة الضخ, بعد ذلك درسنا وسيلة من وسائل حماية الأنابيب من ظاهرة المطرقة المائية, وأخيرا تطرقنا إلى طريقة إنجاز المشروع و مختلف الإمكانيات المسخرة لإنهائه.

Résumé :

Notre projet a pour but l'alimentation en eau potable de la commune de Souagui (MEDEA) à partir de Transfert du barrage Koudiet Acerdoune dans la wilaya de BOUIRA vers Bouguazoul wilaya de MEDEA.

A l'heure actuelle un manque d'eau potable important est constaté dû essentiellement au manque de ressources en eau et l'explosion démographique importante ainsi le développement du niveau de vie de cette région. Cette étude consiste à dimensionner l'adduction, les réservoirs, la station de pompage, puis nous optons pour la meilleure méthode afin de protéger nos conduites contre le coup de bélier.

Enfin nous aborderons la méthodologie de mise en œuvre du projet et les différents moyens déployés pour son exécution

Abstract:

The purpose of our project is to supply the town of Souagui with drinking water from the transfer of the dam Koudiet Acerdoune of BOUIRA towards BOUGAZOUL wilaya MEDEA. At present, an important shortage of drinking water is noted due primarily to the lack in drinkable water resources and the important demographic explosion as well as to the development of the standards of living of this area.

This study consists is dimensioning the adduction, the tanks, and the pumping station. After, we will study a method to protect our conduits against the water hammer.

At the end we will approach the methodology of implementing the project and the various means deployed for its execution.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE	1
-----------------------------	---

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Introduction.....	2
I.1. Situation géographique	2
I.2. Situation géologique	2
I.2.1.La géologie	2
I.2.2. Sismicité.....	3
I.3.situation climatologique Du Site	3
I.4. situation démographique.....	4
I.5.Situation hydraulique actuelle	4
I.5.1 .Ressource en eau	4
I.6. Présentation du barrage de Koudiet Acerdoune	5
Conclusion	6

Chapitre II: Calcul des besoins en eau

Introduction.....	7
II.1. Evolution de la population à l'horizon d'étude	7
II.2. Estimation des besoins en eau potable	7
II.3.L'évaluation de la consommation moyenne journalière.....	7
II-3-1.Les besoins domestiques	7
II.3.2.Les besoins scolaires	8
II .3.3 Besoins administratifs	9
II.4.Récapitulatif des différentes consommations journalières.....	9
II.5.Calcul de déficit de consommation	9
II.6.Estimation des pertes	10
II.7.Etude des variations des débits	10
II.7.1.Variation de la consommation journalière	11
II.7.2.Variation de la consommation horaire	11
II.8.Variation des débits horaires (2émé méthode).....	13
II.8.1Variations du débit horaire pour la commune	13
Conclusion	15

Chapitre III : Etude d'adduction

Introduction.....	16
III.1. Les conduites d'adduction	16
III.1.1.Généralité	16
III.1.2. Types d'adduction	16
III.2. Choix du tracé	16
III.3. Choix de type de canalisation	17
III.4. Etude de l'adduction	17
III.4.1.Les étapes du choix de l'emplacement	17
III.4.2. Etude des variantes	18
III.4.3.Proposition des variantes	18
III.5.Etude technico-économique de l'adduction	20
III.5.1.Etude de l'adduction par refoulement	20
III.5.3 Calcul de la hauteur manométrique total	22
III.5.4 Puissance absorbée par la pompe	22
III.5.5 Energie consommée par la pompe	22
III.5.6 Frais d'exploitation.....	22
III.5.7 Frais d'amortissement	22
III.6.Variante N°1	23
III.6.1 Détermination des diamètres économiques de la conduite de refoulement.....	23
III.7.Etude de l'adduction gravitaire	26
III.7.1 Calcul des diamètres avantageux de la conduite gravitaire	27
III.8.Les frais d'investissement (var N°1)	29
III.9.Variante N°2	29
III.9.1.Détermination des diamètres économiques pour la conduite de refoulement	29
III.10. Calcul des diamètres avantageux de la conduite gravitaire (réservoir tampon –réservoir de souagui)	35
III.10.1.Calcul des longueurs équivalentes de tronçon.....	35
III.10.2.Charge disponible	35
III.11. Les frais d'investissement (var N°2)	36
III.12 .Comparaison entre les deux variantes	37
Conclusion	37

Chapitre IV : Etude des réservoirs

Introduction.....	26
IV.1.Définition	26
IV.2.Clasification des réservoirs	26
IV.3.Fonctions des réservoirs	26
IV.4.Emplacement des réservoirs	27
IV.5.Réservoirs alimentés gravitairement.....	27
IV.6.Réservoirs alimentés par refoulement	27
IV.7.Description des réservoirs existants.....	27
IV.8.Equipement des réservoirs	28
IV.8.1.Equipements hydrauliques des réservoirs.....	28
IV.8.2 Equipement de nettoyage	29
IV.9. Entretien des réservoirs	29
IV.10. Hygiène et sécurité	30
IV.11. Capacité de réservoirs.....	31
IV.11.1. La méthode analytique.....	31
IV.11.2. Méthode graphique	31
IV.12. Détermination de résidu maximum dans les réservoirs	31
IV.13. dimensionnement de la Bâche de la station de pompage	32
IV.14. Dimensionnement de réservoir tampon.....	32
IV.15.Estimation de la capacité totale du réservoir par la méthode graphique	33
IV.16. la capacité de stockage du réservoir projeté de Souagui	34
IV.17. Forme des réservoirs.....	34
Conclusion	35

Chapitre V : Etude du pompage

Introduction.....	48
V.1.Choix de l'emplacement de la station de pompage	48
V.2.Choix du type de pompe	48
V.3.Choix du nombre de pompes	48
V.4.Les modes de couplage des pompes	48
V.5.Dimensionnements des stations de pompage	50
V.5.1.Refoulement SP1– SP2	50

V.5.2.Refolement SP2–réservoir tampon	50
V.6.Courbes caractéristiques des pompes_	51
V.7.Point de fonctionnement	52
V.8.Courbe caractéristique de la conduite	53
V.8.1.Refolement SP1–SP2	53
V.8.2. Refolement SP2–réservoir tampon	55
V.9. .Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement données.....	56
V.9.1. Refolement : SP1 - Bâche SP2.....	57
V.10.Etude de cavitation.....	60
V.10.1.Les effets de la cavitation peuvent être très néfastes pour la pompe	60
V.10.2.Choix du nombre de collecteurs d’aspiration et leur dimensionnement	61
V.10.3. Calcul de la hauteur d’aspiration admissible	62
V.10.4.Calage de la pompe	62
V.11. Choix du moteur électrique.....	64
V.11.1. Critères de choix du moteur électrique	64
V.11.2. station de pompage N°1	64
V.12. Encombrement des pompes choisies	65
V.13. choix du bâtiment.....	66
V.13.1. Dimensionnement de bâtiment de station pompage	66
V.14. Equipements auxiliaire	69
Conclusion	71

Chapitre VI : Protection des conduites contre le coup de bélier et la corrosion

Introduction.....	72
VI.1. Protection des conduites contre le coup de bélier	72
VI.1. Définition.....	72
VI.2. Le risque dus au coup de bélier	72
VI.3. Moyens de protection contre le coup de bélier	72
VI.4. Analyse physique du phénomène du coup de bélier	73
VI.5.1. Calcul de la célérité d’ondes	74
VI.5.2. Valeur numérique du coup de bélier	75
VI.6. Méthodes de calcul du réservoir d’air	75
VI.7. Calcul du volume de réservoir d’air :(partie refolement)	77

VI.7.1. Calcul pour le Tronçon SP1 –SP2	77
VI.7.1. Calcul pour le Tronçon SP2 –réservoir tampon	79
VI.4. Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier	81
VI.2. Protection des conduites contre la corrosion	83
Définition	83
VI.2.1. Facteurs de la corrosion	84
VI.2.2. Moyens de lutte contre la corrosion externe	84
VI.6. Protection des conduites contre la corrosion interne	84
Conclusion	85

Chapitre VII : Pose de canalisation et accessoires

Introduction.....	86
VII.1 Pose de canalisation.....	86
VII.1.2. Pose de canalisation dans un terrain ordinaire	88
VII.1.3. Pose de canalisation en galerie	88
VII.1.4. Pose de canalisation en pente	88
VII.1.5. Pose de canalisation dans terrain peu consistant	89
VII.1.6. Traversée d’une rivière	89
VII.1.7. Traversée de route	89
VII.1.8. Passage de ponts	89
VII.1.9. Pose à proximité d’une conduite d’assainissement (même tranchée)	89
VII.2. Butée et amarrage	90
VII.3. Accessoires	90
Conclusion	94

Chapitre VIII : gestion du réseau d’adduction

Introduction.....	95
VIII.1. But de la gestion	95
VIII.2. Contrôle des ouvrages de stockage	95
VIII.2.1. Aspects liés à l’exploitation des ouvrages	95
VIII.3. Contrôle des réseaux d’adduction	96
VIII.3. 1. Entretien des adductions	96
VIII.4. Contrôle des pompes	98
Conclusion	99
CONCLUSION GENERALE.....	100

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I : Présentation de la zone d'étude

Tableau I.1 : Pluviométrie moyenne mensuelle en (mm).....	4
Tableau I.2 : Les caractéristiques des forages de souagui	5
Tableau I.3 : caractéristiques principales de barrage koudiat Acerdoune	5

CHAPITRE II : Calcul des besoins en eau

Tableau II.1: Estimation de la population future de l'agglomération	7
Tableau II.2: Dotation unitaire moyenne	8
Tableau II.3: Détermination des besoins domestiques	8
Tableau II.4: Tableau récapitulatif des besoins scolaires	8
Tableau II.5 : Tableau récapitulatif des besoins administratifs	9
Tableau II.6: Tableau récapitulatif des différentes consommations journalières	9
Tableau II.7: Tableau des déficits à combler à l'an 2035	10
Tableau II.8 : Tableau récapitulatif des consommations journalières $Q_{min j}$; $Q_{moy j}$; $Q_{max j}$	11
Tableau II.9: Variation de Q_{min} en fonction du nombre d'habitants	12
Tableau II.10 : Variation de Q_{max} en fonction du nombre d'habitants.....	13
Tableau II.11: Variations du débit horaire pour la commune	14

CHAPITRE III : Etude d'adduction

Tableau III.1 : Calcul de la HMT du tronçon SP1- SP2	23
Tableau III.2: Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP1- SP2	23
Tableau III.3: Calcul des frais d'exploitation du tronçon SP1- SP2	24
Tableau III.4: Bilan du tronçon : SP1- SP2	24
Tableau III.5: Calcul de la HMT du SP2-Réservoir tampon	25
Tableau III.6: Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP2-Réservoir tampon	25
Tableau III.7: Calcul des frais d'exploitation du tronçon SP2-Réservoir tampon	25
Tableau III.8: Bilan du tronçon : SP2-Réservoir tampon	26
Tableau III.9: Coefficients K' , m , β pour différents types du tuyau	27
Tableau III.10: Diamètre calculé pour l'adduction gravitaire	28
Tableau III.11: Frais d'investissement des conduites gravitaires	29
Tableau III.12: Calcul de la HMT du tronçon SP1-SP2	29
Tableau III.13: Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP1-SP2	20
Tableau III.14: Calcul des frais d'exploitation du tronçon SP1-SP2	20
Tableau III.15: Bilan du tronçon : SP1-SP2	20

Tableau III.16: Calcul de la HMT du tronçon : SP2 – SP3	21
Tableau III.17: Calcul des frais d'amortissement du tronçon : SP2 – SP3	22
Tableau III.18: Calcul des frais d'exploitation du tronçon : SP2 – SP3.....	22
Tableau III.19: Bilan du tronçon : SP2 – SP3.....	22
Tableau III.20: Calcul de la HMT du tronçon SP3-Réservoir tampon.....	23
Tableau III.21: Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP3-Réservoir tampon.....	24
Tableau III.22: Calcul des frais d'exploitation du tronçon SP3-Réservoir tampon	24
Tableau III.23: Bilan du tronçon : SP3-Réservoir tampon	24
Tableau III.24: Diamètres calculés pour différents tronçons de l'adduction	25
Tableau III.25: Frais d'investissement des conduites gravitaires	26
Tableau III.26 .Comparaison entre le cout des deux variantes	27

CHAPITRE IV : Etude des réservoirs

Tableau IV .1 : Fonctions d'un réservoir.	36
Tableau IV.2 : description des réservoirs existants	37
Tableau IV .3: Evaluation du volume résiduel du réservoir de souagui	43
Tableau IV.4: Tableau donnant les dimensions des réservoirs.....	45

CHAPITRE V : Etude du pompage

Tableau V.1: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre da la station (SP1)	50
Tableau V.2: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre de la station (SP2)	50
Tableau V.3: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP1- bêche de SP2)	53
Tableau V.4 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP2- réservoir tampon)	55
Tableau V.5: Calculs des prix d'énergie pour différents modes de réglage	60
Tableau V.6: Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température.....	61
Tableau V.7: Coefficient de correction en fonction de la puissance	64
Tableau V.8 : Encombrement de la pompe de type PM100/2C.CAPRARI	65
Tableau V.9 : Encombrement de la pompe de type PM100/2D.CAPRARI.....	65
Tableau V.10 : Choix du type de bâtiment	66
Tableau V.11: Les dimensions du bâtiment de la station de pompage.....	69

CHAPITRE VI : Protection des conduites contre le coup de bélier et la corrosion

Tableau VI.1: coefficient k pour divers matériaux	74
Tableau VI.2: caractéristiques de la conduite	77
Tableau VI.3 : Tableau du profil en long absolu	78
Tableau VI.4: caractéristiques de la conduite	79
Tableau VI.5 : Tableau du profil en long absolu	79
Tableau VI.6 : Les caractéristiques de la conduite gravitaire	81
Tableau VI.7 : Les caractéristiques de la conduite gravitaire	83

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I : Présentation de la zone d'étude

Figure I- 1 : Présentation géographique de la zone d' étude.....	2
Figure I-2 : Carte de zonage sismique de territoire nationale selon R.P.A 1999 modifié en2003)	3

CHAPITRE IV : Etude des réservoirs

Figure III.1 : Schéma d'un réservoir	30
--	----

CHAPITRE III : Etude d'adduction

Figure IV.1 : emplacement de la station de pompage	18
Figure IV.2. : Schéma vertical de la variante N° 1 (Deux stations de pompage)	19
Figure IV.3. : Schéma vertical de la variante N° 2 (Trois stations de pompage)	20
Figure IV.4: Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (SR1-Réservoir tampon)	24
Figure IV.5: Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (SR1-Réservoir tampon)	26
Figure IV.6 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation du tronçon SP1 – SP2	31
Figure IV.7 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation du tronçon SP2 – SP3	33
Figure IV.8 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation du tronçon P3 – Réservoir tampon.....	35

CHAPITRE V : Etude de pompage

Figure V.1: Couplage de deux pompes en parallèle	49
Figure V.2: Couplage de deux pompes en série	49
Figure V.3 : Les courbes caractéristiques de la pompe (SP1) de type PM100/2C.CAPRARI	51
Figure V.4 : Les courbes caractéristiques de la pompe (SP2) de type PM100/2D.CAPRARI.	52
Figure V.5: Point de fonctionnement des pompes de la SP N°1	54
Figure V.6: Point de fonctionnement des pompes de la SP N°2	55
Figure V.7: L'encombrement des pompes choisies d'après le logiciel KAPRARI.....	65
Figure V.8. Le pont roulant.....	69

CHAPITRE VI : Protection des conduites contre le coup de bélier et la corrosion

Figure : VI.1 : Variation du volume d'air au cours des phases de fonctionnement du réservoir	73
Figure VI.2 : profil en long d'une conduite.....	77
Figure VI.3 : Profile en long absolu (sp1 –sp2).....	78
Figure VI.4 : Profile en long absolu (SP2- RT).....	80
Figure VI.5 : L'encombrement du réservoir d'air	81

CHAPITRE VII : Pose de canalisation et accessoires

Figure VII.1 : Schéma d'une tranchée	86
Figure VII.2 : Robinet vanne à opercule.....	90
Figure VII.3 : Robinets vanne papillon.....	91
Figure VII.4 : Clapet anti-retour	91

LISTES DES PLANCHES

Planche N°1 : profil en long du tronçon gravitaire réservoir de transfert -station de pompage n°1

Planche N°2 : profil en long du tronçon gravitaire réservoir tampon -réservoirs de souagui

Planche N°3 : profil en long du tronçon de refoulement station de pompage n°1 - station de pompage n°2

Planche N°4 : profil en long du tronçon de refoulement station de pompage n°2 - réservoir tampon

Planche N°5 : plan de situation du réseau d'adduction .réservoir de transfert-station de pompage n°1

Planche N°6 : plan de situation du réseau d'adduction. Station de pompage n°1-réservoirs de souagui

Planche N°7 : vue en plan de la station de pompage n°2

Nomenclature

P : précipitation moyennes annuelle (mm).

T : température moyennes annuelle (c°).

ACL : agglomération chef-lieu.

AS : agglomération secondaire (type rural).

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

dot : Dotation journalière (l/j/hab.).

N : Nombre de consommateurs (hab).

$K_{max,j}$: Coefficient d'irrégularité maximum journalier .

$Q_{max,j}$: Débit de consommation maximum journalier(m^3/j).

$K_{min,j}$: Coefficient d'irrégularité minimum journalier .

$Q_{min,j}$: Débit de consommation minimum journalier (m^3/j).

$Q_{moy,h}$: débit moyen horaire (m^3/h).

V_1 : volume utile de réservoir (m^3).

Q_a : débit horaire disponible (m^3/h).

T_f : temps de fonctionnement de la pompe (20h).

K_p : coefficient de pointe.

V_{bach} : volume de la bache d'eau de la station de pompage (m^3).

V_n : capacité normalisée du réservoir (m^3).

D : diamètre de la cuve (m).

R : étant la hauteur réservée pour le matelas d'air on prend $R= 0.34m$.

h : hauteur utile optimale d'eau (m).

K_s : la rugosité absolue exprimée en (mm).

V : vitesse moyenne d'écoulement en (m/s).

ΔH_l : Pertes de charge linéaires en (m).

I:gradient hydraulique en (m/m).

λ : Coefficient de frottement qui est en fonction de la rugosité de la paroi interne de la conduite et du régime d'écoulement.

ΔH_s : Pertes de charge singulières (m).

ΔH_t : Perte de charge totale (m).

∇_{min} : Niveau minimal du plan d'eau d'aspiration (m NGA).

Nm : vitesse de rotation du moteur (tr/mn).

N_p : vitesse de rotation de la pompe (tr/mn).

P_m : puissance du moteur (watt).

ϖ : Poids volumique de l'eau, $\varpi = 9810 \text{ N/m}^3$.

η_p : rendement de la pompe (78.6%) .

η_{acc} : rendement de l'accouplement, $\eta_{acc} = 0,93$.

η_m : rendement du moteur, $\eta_m = (92-95) \%$.

K : coefficient correcteur, il est en fonction de la puissance de la pompe.

H_p : hauteur de la pompe (m).

H_s : hauteur du socle (m).

H_r : hauteur de réserve (m).

S_f : surface d'une seule fenêtre (m^2).

C : la capacité de portée du pont roulant (kg).

a : la célérité d'onde (m/s).

H_0 : pression minimal (m).

U_0 : le volume d'air comprimé (m^3).

t_r : temps de retour de l'onde de déformation (s).

t : le temps de fermeture du robinet vanne(s).

Re : Nombre de Reynolds.

V_t : capacité totale du réservoir de transit (m^3).

V_{inc} : volume d'incendie estimé pour 2 heures avec un débit de $60 \text{ m}^3/\text{h}$.

(C'est un volume minimum).

V_n : capacité normalisée du réservoir (m^3).

S : section du réservoir (m^2).

H_{app} : hauteur manométrique appelée (m).

Q_{app} : débit demandé ou débit appelé.

T_v : tension de vapeur d'eau (m.c.e).

INTRODUCTION GENERALE

Lorsqu'on parle de l'eau on pense à la vie et en aucun cas ne sera la vie sans l'existence de l'eau ; Ce qui est apparent que l'eau est inépuisable d'un point de vue que l'eau représente la 3/4 de notre planète, tandis qu'en réalité le taux de l'eau douce appropriée à l'homme est très faible et à une forte tendance à se réduire en considérant la croissance démographique et la Pollution.

L'Algérie est conduite à étudier et à développer divers procédés permettant d'obtenir de l'eau potable à partir des eaux de la mer, des chotts et la réalisation de gros projets hydrotechniques : barrages, retenues (dans des conditions admissibles techniquement et économiquement).

Parmi ces grands projets, la réalisation du barrage Koudiet Acerdoune qui permet l'approvisionnement en eau potable du centre du pays. Sur les 178 millions de m³/an.

Cette étude consiste à transférer de l'eau à partir de réservoirs de 2000 m³ vers la commune de Souagui. Afin de satisfaire leur besoin en eau.

L'étude comporte quatre parties définies comme suit :

- Une présentation de la zone d'étude qui consiste à collecter les données nécessaires pour avoir une bonne connaissance de la zone d'étude.
- Une estimation des besoins en eau potable permettant le calcul des besoins en eau pour l'ensemble des agglomérations afin de déterminer le débit de dimensionnement de notre système de transfert.
- Une étude de conception du système de transfert afin de pouvoir projeter un transfert adéquat.
- Une étude de conception des systèmes annexes pour dimensionner les différents systèmes qui peuvent être projeté tel que : réservoir, station de pompage, anti bélier etc.

Présentation de la zone d'étude

Introduction

L'objectif de ce chapitre, est de connaître la situation de la zone d'étude de point de vue géographique, géologique, climatique, démographique et hydraulique qui va nous permettre de mener à bien notre travail.

I.1. Situation géographique

La ville de Souagui, chef-lieu de daïra et de commune se trouve dans la wilaya de MEDEA, en zone montagneuse.

Situé à une distance d'environ 65 km du chef-lieu de wilaya et à 150 km de la capitale Alger.

Elle est limitée par :

- Les communes de BIR BEN ABED et DJOUAB à l'Est ;
- Les communes d'OULED DEID et REBAIA à l'Ouest ;
- Les communes de KHAMS DJOUAMAA, BOUSKENE, BENI SLIMANE et SIDI NAAMANE au Nord ;
- Les communes de SIDI ZAHAR au Sud.



Figure I- 1 : Présentation géographique de la zone d' étude (google earth)

I.2. Situation géologique

I.2.1.La géologie

Le sous-sol communal est formé principalement de quatre (04) couches renfermant Chacune soit des marnes, soit des grés, en somme on distingue que :

- 60% des terres sont composées de grés grossiers et conglomérats S'étendant du Nord à l'Oues ;
- 20% d'épaisses séries de marnes gris dans la partie Sud et Nord- Ouest dela commune ;
- 10% de Marne Gris bleutées au Nord –EST ;
- 10% de marnes, grés et conglomérat

I.2.2. Sismicité

Les règles parasismiques algériennes sont émises par le R.P.A, modifié et complété par un agenda après le séisme du 21Mai 2003 .il a été élaboré le CGS (Centre de recherche appliquée en Génie Parasismique).

Le territoire national est divisé en cinq zones de sismicité croissante, qui sont les suivantes :

Zone O : sismicité négligeable

Zone I : sismicité faible

Zone IIa : sismicité moyenne

Zone III : sismicité forte

La région de MEDEA est caractérisée d'une moyenne séismicité. Elle est classée dans la zone IIa, suivant les recommandations parasismiques d'Algérie (le 21 mai 2003).

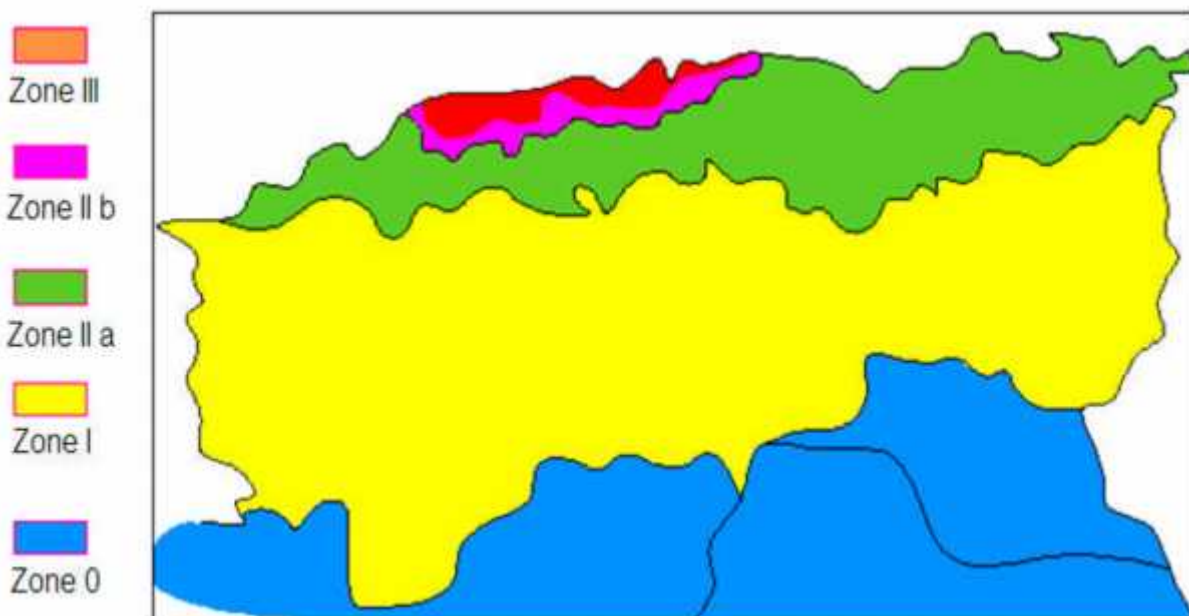


Figure I-2 : Carte de zonage sismique de territoire nationale selon R.P.A 1999 modifié en 2003)

I.3.situation climatologique Du Site

I.3.1. Le Climat

La commune de Souagui, par sa situation géographique jouit d'un climat sec. Le caractère principal de climat est l'alternance d'une saison chaude et sèche s'étalant du mois du Mars au mois d'Octobre, suivie de saison froide d'Octobre à Février.

I.3.2. Température

L'analyse des écarts thermiques dans la zone d'étude met en relief des températures assez élevées durant l'été. Les maximas thermiques moyens varient entre 29 et 38 °C, en hiver, les températures minimales de la région connaissent des valeurs relativement basses, leurs valeurs augmentent entre les deux périodes de référence. Ces valeurs oscillent entre 4 et 8 °C comme moyenne des minimas pour la station de Souagui.

Le mois le plus chaud est juillet avec la moyenne annuelle de l'humidité relative est de 58%.

I.3.3. Les vents

Les vents dominants sont les vents de l'ouest, et du Sud.

Le sirocco souffle en été pendant une quarantaine de jours et plus souvent en juillet, et la vitesse de vent varie entre 2.2 à 3.3 m/s.

I.3.4. Pluviométrie

Le régime pluviométrique est représenté par une double irrégularité annuelle et interannuelle. Les précipitations les plus importantes s'étalent sur trois mois de (décembre à février).

a-Pluviométrie moyenne annuelle

L'analyse statistique de la station de Souagui code 09/01/04 et d'altitude de 810 m sur une période de 18 ans donne une moyenne interannuelle de l'ordre de 353 mm.

b-Répartition mensuelle

On admet que la répartition moyenne mensuelle sur le site d'étude est identique à celle observée à Souagui.

Tableau I.1: *Pluviométrie moyenne mensuelle en (mm)*

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	P an
Moyenne (mm)	20.4	28.7	35.4	46.1	30.6	38.3	43.2	42.9	36.1	11.7	10.7	2	360.8
P%	6	8	10	12	11	11	12	12	10	3	3	2	100

Source :ANRH

I.4. situation démographique

I.4.1. Population

La ville de Souagui a une population en voie de développement de vocation rurale à une vocation urbaine, Elle est dispersée sur l'ensemble de l'aire de la commune avec une concentration plus forte au chef-lieu.

Cette population est passée de 22184 habitants en 2008, à 27105 habitants en 2014.

On constate une évolution des zones agglomérées au niveau de chef-lieu de la commune de Souagui entre 2008 et 2014.

I.5. Situation hydraulique actuelle

I.5.1 .Ressource en eau

La ville de Souagui est alimentée actuellement à partir de 6 forages donnant un débit d'exploitation d'environ 20 l/sec.

La ville tire ses ressources principalement des eaux souterraines des alluvions de l'oued. Pour combler le manque actuel en eau de la ville, il est prévu le renforcement à partir des eaux de surfaces provenant du barrage de koudiat Acerdoune.

La ville de Souagui ne tire qu'une dizaine de litres par seconde de la nappe alluviale, qui est insuffisante pour les besoins d'une population de 22184 habitants

Les caractéristiques des forages de Souagui sont données dans le tableau I.2 :

Tableau I.2: Les caractéristiques des forages de Souagui

Nom des forages	Profondeur (m)	Niveau (m)		HMT de la pompe(m)	Débits (l/s)
		Statique	Dynamique		
Bezaz	220	55	80	75	15
Ouled Said	150	52	80	150	1
Souk djemaa	70	52	80	70	0.2
Ouled Khenna 2	212	55	85	120	0.2
Khelifa Brahim	220	55	80	220	0.2
Sidi Elounes	220	55	80	220	0.2
Faidh Hammad	220	52	85	100	3
TOTAL					19.8

Source : DRE (Medea)

D'après les données ci-dessus on peut conclure que :

- La ville de Souagui connaît déjà un déficit en eau. Donc il est impérativement urgent de renforcer la production actuelle par d'autres ressources ;
- Les forages existants sont dans un état déplorable et nécessitent une réhabilitation et une rénovation totale des équipements électriques et mécaniques ;
- Manque des groupes électropompes de secours pour la quasi-totalité des forages.

I.6. Présentation du barrage de Koudiat Acerdoune

Le barrage est implanté sur l'oued Isser dans la commune de Maala, daïra de Lakhdaria dans la wilaya de Bouira dont les coordonnées LAMBERT sont :

$$X=580.10 \quad Y=3540.70 \quad Z=217.$$

Les caractéristiques principales du barrage sont données dans le tableau I.3 :

Tableau I.3 : caractéristiques principales de barrage

Caractéristiques	Unité	Valeur
surface du bassin versant	KM ²	2790
capacité de la retenue	Hm ³	640
volume annuel régularisé	Hm ³	178
apport annuel moyen	Hm ³	220
hauteur au-dessus des fondations	m	121
longueur de crête	m	475
largeur de crête	m	08

Source :DRE (Medea)

Conclusion

Ce chapitre nous a permis de déterminer les données nécessaires concernant la zone d'étude du point de vue topographie, géologie, démographie ainsi que la situation hydraulique. Ces données nous serviront de base pour notre étude.

Calcul des besoins en eau

Introduction

L'estimation des besoins en eau d'une agglomération nous exige de donner une norme fixée pour chaque catégorie de consommateur. Cette norme unitaire (dotation) est définie comme un rapport entre le débit journalier et l'unité de consommateur (agent, élève, lit,...etc.).

Cette estimation en eau dépend de plusieurs facteurs (de l'évolution de la population, des équipements sanitaires, du niveau de vie de la population,...etc.). Elle diffère aussi d'une période à une autre et d'une agglomération à une autre.

II.1. Evolution de la population à l'horizon d'étude

Pour l'estimation de la population future, nous prenons un horizon de 27 ans et nous adopterons un taux d'accroissement de 3.35% pour la commune et 3.5% pour le chef-lieu (donnés par la DRE). Pour le calcul de la population future nous utiliserons la formule :

$$P_n = P_0 * (1 + t)^n \quad (\text{hab}) \quad (\text{II-1})$$

Avec :

P_n : population à l'horizon de calcul (2035). (hab)

P_0 : population à l'année du dernier recensement 2008 . (hab)

t:taux d'accroissement démographique, (Source DRE de la Wilaya de Medea)

n : nombre d'année séparant l'année du dernier recensement et l'horizon de calcul (21ans).

Tableau II.1 : Estimation de la population future de l'agglomération

<i>localité</i>	Taux d'accroissement (%)	RGPH 2008 (hab)	Court terme 2017 (hab)	Long terme 2035 (hab)
la commune	3.35	15740	21174	38317
chef-lieu	3.5	6705	9139	16976

Source :DRE (Medea)

II.2. Estimation des besoins en eau potable

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

Pour notre étude, il est nécessaire de se pencher sur les différentes catégories de besoins tels que :

- Besoins domestiques ;
- Besoins scolaires ;
- Besoins administratifs.

II.3. L'évaluation de la consommation moyenne journalière

II.3.1. Les besoins domestiques

L'estimation des besoins domestiques en eau potable dépend de l'accroissement démographique et de l'amélioration du niveau de vie.

Pour répondre à toutes sortes de consommation, la dotation moyenne selon la source du plan national de l'eau 1997, pour notre agglomération elle est déduite à partir du tableau II.2:

Tableau II.2 : Dotation unitaire moyenne

Nombre d'habitants	Demande en eau
> 50 000 habitants	180 l/j/hab.
De 20 000 à 50 000 habitants	160 l/j/hab.
De 10 000 à 20 000 habitants	100 l/j/hab.
< 10 000 habitants	85 l/j/hab.

Source : Plan National de l'eau

Les besoins domestiques journaliers de la zone concernée par l'étude, sont donnés par la relation II-2:

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

$Q_{\text{moy},j}$: débit moyen journalier (m^3/j)

dot : dotation moyenne en (l/j/hab)

N : nombre d'habitants (hab)

Tableau II.3: Détermination des besoins domestiques.

Localités	Population 2035 (hab)	Dotation (l/j/hab)	Débit (m^3/j)
La commune	38317	180	6890.76
Le chef-lieu	16976	180	3046.5

D'après le tableau II.3 : le débit moyen journalier est égal à : **9952.74** m^3/j c'est-à-dire ;

$$Q_{\text{moy},j} = 115.193 \text{ l/s}$$

II.3.2. Les besoins scolaires

Les besoins des différents équipements scolaires recueillis au niveau des différentes localités concernées par notre étude sont regroupés dans le tableau II.4 :

Tableau II.4: Tableau récapitulatif des besoins scolaires

Equipements	Nombre (élèves)		Dotation (l/j/élève)	Q _{moy,j} (l/j)	
	2014	2035		2014	2035
E. Primaire	1606	4066	10	16060	40660
E. Moyen	834	2111	10	8340	21110
E. secondaire	767	1942	10	7670	19420
Total				32070	81190

Source : DRE(Medea)

II.3.3. Besoins administratifs

Les divers équipements administratifs de la commune concernée, leurs dotations et les débits journaliers correspondants sont dans le tableau II.5.

Tableau II.5 : Tableau récapitulatif des besoins administratifs

Equipements	Nombre d'employés	Dotation (l/j/empl)	Qmoy.j (l/j)
A.P.C.	50	15	750
Daira	70	15	1050
Gendarmerie	50	50	2500
Police	25	30	750
Protection civile	45	30	1350
Polyclinique	15	300	4500
Mosquée	330	10	3300
Centre Culturel	30	10	300
Bibliothèque	39	10	390
Stade de Football	40	80	3200
total		18090	

Source : DRE (Medea)

II.4. Récapitulatif des différentes consommations journalières

Les besoins de différentes consommations calculés sont regroupés dans le tableau II.6.

Tableau II.6: Tableau récapitulatif des différentes consommations journalières

Besoins domestiques (m ³ /j)	Besoins scolaires (m ³ /j)	Besoins administratifs (m ³ /j)	Total Q (m ³ /j)
9952.74	81.19	18.09	10052.02

Source DRE (Medea)

A l'horizon 2035, les besoins moyens journaliers totaux de commune concernée sont estimés à 10052.02m³/j, soit un débit de **116.343l/s**.

II.5. Calcul de déficit de consommation

L'Agglomération connaît un débit faible en eau. Pour satisfaire les besoins en eau à l'horizon d'étude (2035), il nous déterminer le déficit avec lequel on dimensionnera le réseau

d'adductions ; le déficit est la différence entre les besoins estimés et la production en eau existante.

Tableau II.7: Tableau des déficits à combler à l'an 2035

Localité	Besoins en eau à l'an 2035 en (m ³ /j)	Production en eau existante en (m ³ /j)	Déficit en (m ³ /j)
souagui	10052.02	1425.6	8626.42

Source DRE Medea

II.6. Estimation des pertes

Par le terme "pertes", il est désigné la quote-part du volume total introduit dans un réseau de distribution et qui ne peut être considéré dans les calculs de bilan (volume mesuré distribué par rapport au volume mesuré prélevé).

Les pertes se composent essentiellement de deux éléments à savoir : les pertes administratives et les pertes physiques.

-Les pertes administratives concernent surtout:

Les prélèvements non comptabilisés des branchements domestiques (manque de compteurs) ;

Le système de facturation au forfait ;

Les prélèvements illégaux ;

-Les pertes physiques concernent surtout:

Les fuites dans le réseau d'approvisionnement (joints défectueux des raccordements des tuyaux, conduites et robinetterie, réservoirs non étanches, perforation des conduites, etc.) ;

Autres prélèvements non rémunérés comme par exemple, prise pour la lutte contre les incendies,

-prélèvements pour travaux d'inspection et entretien du réseau, rinçage des conduites etc.

Le calcul du besoin en eau à fournir pour satisfaire la demande en eau des différents secteurs se fait comme suit : Considérer un taux de perte de 20%

$$\text{Besoin} = 20\% \cdot \text{Demande totale (m}^3/\text{j)}$$

$$= 1.2 \cdot Q_{\text{moy j}} = 1.2 \cdot 8626.42 = 10351,704 \text{ m}^3/\text{j}$$

II.7. Etude des variations des débits

Les débits de consommation sont soumis à plusieurs variations dans le temps :

-Variations annuelles qui dépendent du niveau de vie de l'agglomération considérée ;

-Variations mensuelles et saisonnières qui dépendent de l'importance de la ville ;

-Variations journalières qui dépendent du jour de la semaine où la consommation est plus importante au début de la semaine qu'en weekend. En raison de cette irrégularité de consommation, le débit exigé pour les consommateurs sera déterminé en attribuant au débit moyen journalier les coefficients d'irrégularité.

Cette évaluation importante, permettra de dimensionner le réseau d'adduction.

II.7.1.Variation de la consommation journalière

II.7.1.1.Variation de la consommation maximale journalière

Par rapport à la consommation moyenne journalière déterminée, nous pouvons mettre en évidence un rapport nous indiquant de combien de fois la consommation maximale dépassera la moyenne de consommation. Ce rapport est désigné sous le terme de coefficient d’irrégularité journalière maximum $K_{max,j}$ qui est: [1]

$$K_{max,j} = \frac{\text{consommation maximale journalière}}{\text{consommation moyenne journalière}} \quad \text{C'est-à-dire}$$

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

$Q_{max,j}$: Consommation maximale journalière (m^3/s)

$Q_{moy,j}$: Consommation moyenne journalière (m^3/s)

Avec :

$K_{max,j}$ coefficient d’irrégularité journalière maximum [1,1- 1,3]

Pour notre cas : $K_{max,j}=1.3$.

D’où : $Q_{max,j}=1.3*Q_{moy,j}$

II.7.1.2 .Variation de la Consommation minimale journalière

Par rapport à la consommation moyenne journalière déterminée, nous pouvons aussi mettre en évidence un rapport nous indiquant de combien de fois la consommation minimale est inférieure à la moyenne de consommation. Ce rapport est désigné sous le terme de coefficient d’irrégularité journalière minimum $K_{min,j}$ qui est

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

Avec :

$Q_{min,j}$: Consommation minimale journalière (m^3/s)

$Q_{moy,j}$: Consommation moyenne journalière (m^3/s)

Avec :

$K_{min,j}$ [0,7 -0,9]

Pour notre cas $K_{min,j}=0,9$

D’où : $Q_{min,j}=0.9*Q_{moy,j}$

Les consommations moyennes, minimales et maximales journalières sont représentées dans le tableau II.8.

Tableau II.8 : Tableau récapitulatif des consommations journalières

$Q_{min,j}$; $Q_{moy,j}$; $Q_{max,j}$

Localité	$Q_{moy,j}$ (m^3/j)	$K_{min,j}$	$Q_{min,j}$ (m^3/j)	$K_{max,j}$	$Q_{max,j}$ (m^3/j)
La commune de souagui	10351.704	0,9	9316.533	1,3	13457.22

Le débit maximum journalier $Q_{max,j} = 13457.22m^3/j$ c’est-à dire $Q_{max,j} = 155.75l/s$.

II.7.2 .Variation de la consommation horaire

Le débit qui afflue du réservoir vers les consommateurs varie d’une heure à une autre, toutefois la somme de ces volumes d’eau horaires nous informe sur la consommation maximale

journalière, Les consommations maximale et minimale horaire sont respectivement caractérisées par les coefficients maximum et minimum horaire ($K_{max,h}$, $K_{min,h}$) qui tiennent compte explicitement de l'aménagement des bâtiments, du niveau de développement d'équipement sanitaire, du régime du travail et d'autres conditions locales .

II.7.2.1.Le débit minimum horaire

Le débit minimum horaire qui correspond au coefficient minimum horaire peut être également déterminé graphiquement ou analytiquement. Ce coefficient peut être décomposé à son tour, en deux autres coefficients qui dépendent des caractéristiques de l'agglomération à savoir :

Un coefficient K_{min} tenant compte du régime de travail des entreprises et industries, du degré de confort des habitants et de leurs habitudes. Un coefficient $K_{min,h}$ min étroitement lié à l'accroissement de la population.

Donc :

$$Q_{min,h} = K_{min,h} * (Q_{min,j}/24) \tag{II-5}$$

$$K_{min,h} = K_{min} * K_{min,h} \tag{II-6}$$

$K_{min,h}$: coefficient d'irrégularité horaire minimale

K_{min} : coefficient tenant compte du niveau de confort et des équipements de l'agglomération qu'est compris entre 0,4 et 0,6 (nous prenons $K_{min} = 0,4$).

$K_{min,h}$: coefficient donnée par un tableau est en fonction de la taille d'agglomération

Tableau II.9: Variation de $K_{min,h}$ en fonction du nombre d'habitants

Nombre d'habitants 1000	<1,0	1,5	2,5	4,0	6,0	10	20	30	100	300	1000
$K_{min,h}$	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6	0,7	0,83	1

On prend : $K_{min} = 0,4$ et $K_{min,h} = 0,63$

Donc :

$$K_{min,h} = 0,4 * 0,63 = 0,252 \Rightarrow K_{min,h} = 0,252$$

Alors le débit minimum horaire :

$$Q_{min,h} = 0,252 * (9316.533/24) = 97.82 \text{ m}^3/\text{h} \text{ alors :}$$

$$Q_{min,h} = 27.17 \text{ l/s}$$

II.7.2.2.Le débit maximum horaire

Détermination de la consommation maximale horaire :

$$Q_{max,h} = K_{max,h} * (Q_{max,j}/24) \tag{II-7}$$

$K_{max,h}$: coefficient d'irrégularité horaire maximal donné par la formule :

$$K_{max,h} = K_{max} * K_{max,h} \tag{II-8}$$

K_{max} : coefficient tenant compte du niveau de confort et des équipements de l'agglomération qui est compris entre 1,2 et 1,4 (nous prenons $K_{max} = 1,2$).

$K_{max,h}$: coefficient donnée par un tableau en fonction de la taille d'agglomération.

Tableau II.10 : Variation de max en fonction du nombre d'habitants

Nombre d'habitants 1000	<1,0	1,5	2,5	4,0	6,0	10	20	30	100	300	>1000
max	2,0	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,10	1,03	1

On prend $max = 1,13$ et $max = 1,2$

Alors :

$$K_{max,h} = 1,2 \times 1,13 = 1,356$$

Donc :

$$Q_{max h} = 1,356 \times (13457.22/24) = 760.33 \text{ m}^3/\text{h} \text{ c'est-à-dire } Q_{max h} = 211.20 \text{ l/s}$$

II.8. Variation des débits horaires (2ème méthode)

Dans la présente étude, pour la détermination du débit de pointe, on a opté pour la méthode donnant la variation horaire de la consommation totale dans chaque agglomération, la variation du débit horaire est exprimée en pourcentage du débit maximum journalier.

II.8.1. Variations du débit horaire pour la commune

La population de Souagui se trouve entre 50000 à 100000 habitants, ce qui correspond à la deuxième colonne du tableau des répartitions horaires du débit maximal journalier.

(voir Annexe I)

Tableau II.11: Variations du débit horaire pour la commune

Heurs	Variation de la consommation en %		Cumulé	
	%	m3/h	%	m3/h
0-1	3	403,72	3,00	403,72
1-2	3,2	430,63	6,20	834,35
2-3	2,5	336,43	8,70	1170,78
3-4	2,6	349,89	11,30	1520,67
4-5	3,5	471,00	14,80	1991,67
5-6	4,1	551,75	18,90	2543,41
6-7	4,5	605,57	23,40	3148,99
7-8	4,9	659,40	28,30	3808,39
8-9	4,9	659,40	33,20	4467,80
9-10	5,6	753,60	38,80	5221,40
10-11	4,8	645,95	43,00	5786,60
11-12	4,7	632,49	48,30	6499,84
12-13	4,4	592,12	52,70	7091,95
13-14	4,1	551,75	56,80	7643,70
14-15	4,2	565,20	61,00	8208,90
15-16	4,4	592,12	65,40	8801,02
16-17	4,3	578,66	69,70	9379,68
17-18	4,1	551,75	73,80	9931,43
18-19	4,5	605,57	78,30	10537,00
19-20	4,5	605,57	82,80	11142,58
20-21	4,5	605,57	87,30	11748,15
21-22	4,8	645,95	92,10	12394,10
22-23	4,6	619,03	96,70	13013,13
23-24	3,3	444,09	100,00	13457,22
TOTAL			100,00	13457,22

Donc : $Q_{\max h} = 753.6 \text{ m}^3/\text{h}$ c'est-à-dire $Q_{\max h} = 209.33 \text{ l/s}$

Conclusion

Le débit total d'exploitation des forages dans la zone d'étude est de 19.6 l/s, qui est très faible pour combler les besoins en eau estimés à l'horizon du projet (2035) qui sont de 155.75 l/s, par conséquent il est nécessaire de transférer la quantité manquante, qui est de 136.154 l/s.

Afin de transférer cette quantité d'eau vers les consommateurs concernés par le projet, il est indispensable de disposer des ouvrages de stockage qui seront l'objet du chapitre suivant.

Etude d'adduction

Introduction

Les adductions sont nécessaires pour assurer le transport de l'eau entre le point de captage et le point d'accumulation. Le but de ce chapitre est de faire une étude techno-économique pour dimensionner le réseau d'adduction afin de combler le déficit de l'agglomération en eau potable.

III.1. Les conduites d'adduction : La commune de Souagui

III.1.1. Généralité

Les conduites d'adduction assurent un service permanent et leur arrêt perturbe la distribution. Les réparations doivent être aussi rares et rapides que possible. L'accès aux ouvrages divers doit être accessible : le maintien de voies de circulation le long des adductions est utile.

III.1.2. Types d'adduction

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

- Adduction gravitaire ;
- Adduction par refoulement ;
- Adduction mixte.

III.1.2.1. Adduction gravitaire

C'est une adduction où l'écoulement se fait gravitaire. On rencontre ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une côte supérieure à la côte piézométrique de l'ouvrage d'arrivée.

III.1.2.2. Adduction par refoulement

C'est une adduction où l'écoulement se fait sous pression à l'aide des machines hydro-électriques. On rencontre ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une côte inférieure à la côte piézométrique de l'ouvrage d'arrivée

III.1.2.3. Adduction mixte

C'est une adduction où la conduite par refoulement se transforme en conduite gravitaire ou l'inverse. Le relais entre les deux types de conduite est assuré par un réservoir appelé réservoir tampon. [2]

Dans le cas de notre étude, l'adduction à projeter est une adduction mixte (refoulement-gravitaire).

III.2. Choix du tracé

Pour l'établissement du tracé de la conduite, il faut tenir compte de certains impératifs que l'on s'efforcera dans la mesure du possible de respecter à savoir :

Le tracé doit être le plus court possible entre le captage et le réservoir d'accumulation pour des raisons économiques.

Eviter les contre pentes, qui peuvent donner lieu, aux points hauts, à des cantonnements d'air plus au moins difficiles à évacuer.

Rechercher un profil en long aussi régulier que possible, établi de préférence, avec une rampe toujours dans le même sens vers le réservoir d'accumulation.

Eviter les terrains trop accidentés ou rocheux si possible.

Choisir un terrain stable le long du tracé.

Il est préférable de suivre les accotements des routes pour faciliter les travaux et les acheminements de matériaux. [2]

III.3. Choix de type de canalisation

Le choix du matériau des conduites enterrées pour le transport de l'eau dépend aussi bien de leur faisabilité technique qu'économique.

-Sur le plan technique : Cette faisabilité dépend de plusieurs exigences telles que :

- .Diamètre et pression de service ;
- .Résistance aux attaques chimiques, aux pressions et à la résistance des charges mobiles ;
- .Adaptation aux terrains de pose ;
- .Bonne étanchéité ;
- .Facilité d'entretien et de mise en service.

-Sur le plan économique : cette faisabilité dépend essentiellement :

- .Du prix de la fourniture et du transport ;
- .De leur disponibilité sur le marché local (de préférence) ;

Parmi les types de tuyaux utilisés dans le domaine d'alimentation en eau potable, on distingue trois types en fonction des matériaux avec lesquels, ils sont fabriqués :

- 1- Métalliques : fonte ductile, fonte grise, acier soudable, acier non soudable;
- 2- A base de ciment : béton armé, amiante-ciment, béton précontraint;
- 3- En matière thermoplastiques : chlorure de polyvinyle (PVC), polyéthylène (PEHD, PEMD et PEBD).

Avant de passer au dimensionnement de ces conduites il est important de connaître le type de sol et le terrain dans lequel ces dernières seront enterrées. Dans la zone d'étude le terrain est accidenté (d'après la Subdivision de l'hydraulique de Souagui

On opte pour l'utilisation de la fonte ductile pour toute l'adduction, pour les raisons suivants:

- Une longue vie ;
- Très grandes charges mécaniques admissibles ;
- Possibilité de pose très profonde ou avec un faible recouvrement ;
- Déviation angulaire des tubes jusqu'à 5 degrés suivant les diamètres ;
- économie de pièces de raccord ;
- Montage simple.

III.4. Etude de l'adduction

III.4.1. Les étapes du choix de l'emplacement de la station de pompage SP1

L'emplacement de la station de pompage doit assurer les conditions de fonctionnement les plus adéquates avec le minimum possible de longueur de la conduite de refoulement.

On va prendre le diamètre normalisé par rapport à notre débit.

$$Q = 130 \text{ l/s} \rightarrow D = 450 \text{ mm}$$

On trace la ligne statique à partir de la cote de terrain de réservoir de transfert.

On va dessiner la ligne piézométrique et son intersection avec le terrain ça va être la cote du plan d'eau de notre bêche de station de pompage.

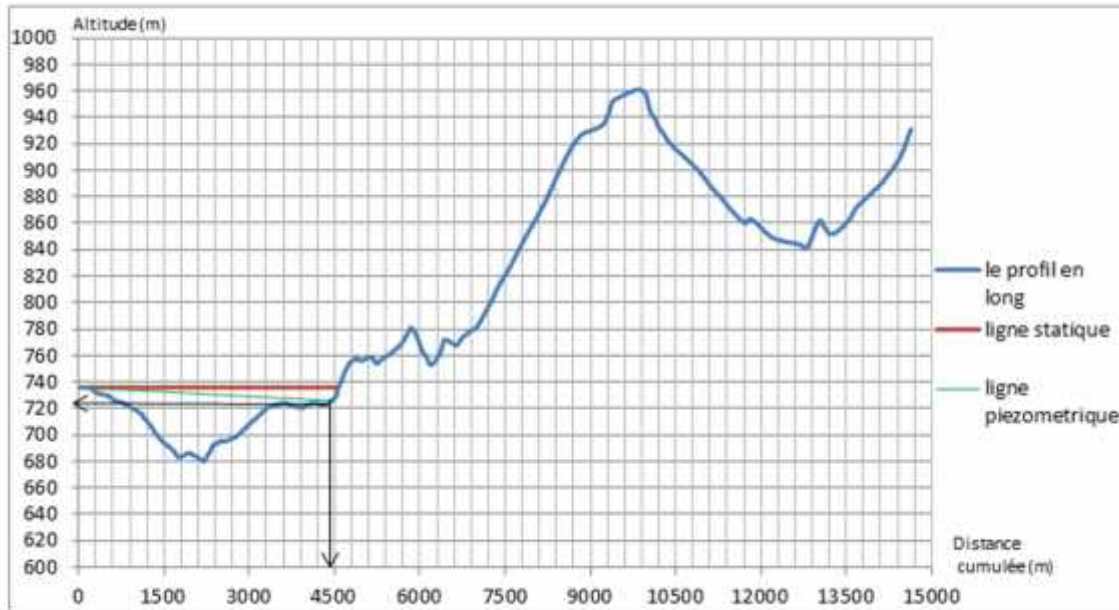


Figure III.1 : emplacement de la station de pompage

III.4.2. Etude des variantes

L'étude des variantes a pour objet le choix du tracé le plus économique possible de la conduite ainsi que le choix de l'emplacement adéquat de (s) station(s) de pompage, et l'emplacement des réservoirs.

Notre projet d'étude consistera à raccorder la ville de souagui à partir de la conduite de transfert du barrage Koudiat Acerdoune vers bougezoul, sans tenir compte des débits des sources.

III.4.3. Proposition des variantes

III.4.3.1. variante N°1

Dans cette variante, le système d'adduction est constitué de deux parties refoulement et deux parties gravitaire, qui est également constituée de deux (02) stations de pompage. La première est située à une côte de 726 m et la deuxième est située à une cote de 844m pour refouler l'eau vers le réservoir tampon projeté à une côte de 961 m ;

-La première station de pompage (SP1) refoule l'eau vers la bache de la deuxième station de pompage (SP2) par l'intermédiaire d'une conduite de 3360 m de longueur à une hauteur d'environ 118m ;

-la deuxième station de pompage (SP2) refoule l'eau au réservoir tampon par l'intermédiaire d'une conduite de 1891m de longueur. à une hauteur d'environ 123m ;

-Adduction gravitaire reliant le réservoir de transfert de volume 2000m³ et la bache de la station de pompage par l'intermédiaire d'une conduite de 4428m de longueur.

- Adduction gravitaire reliant le réservoir tampon de volume 300m³ et le réservoir de distribution de Souagui par l'intermédiaire d'une conduite de 4693m de longueur

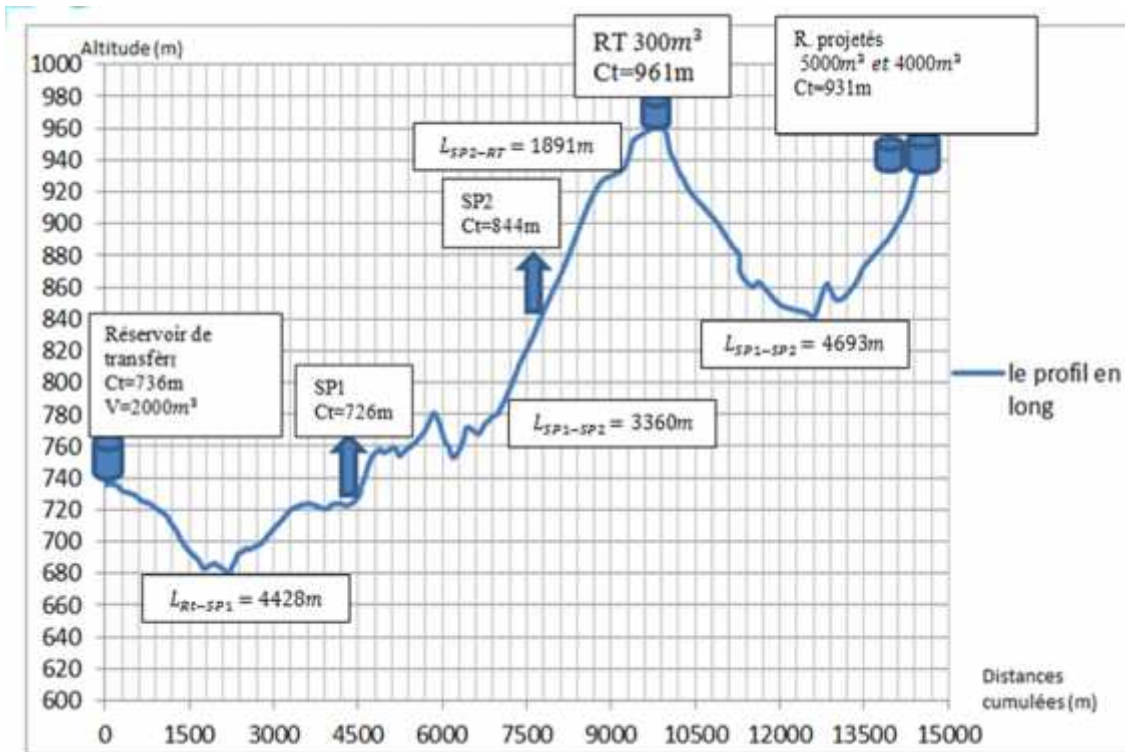


Figure III.2 : Schéma vertical de la variante N° 1 (Deux stations de pompage)

III.4.3.2.variante N°2

Dans cette variante, le système d'adduction est constitué de trois parties refoulement et deux parties gravitaire, qui est également constituée de trois (03) stations de pompage. La première est située à une côte de 726 m, la deuxième est située à une cote de 760m, et la troisième est situé à une cote de 870m qui refoule l'eau vers le réservoir tampon projeté à une côte de 964 m ;

- La première station de pompage (SP1) refoule l'eau vers la bache de la deuxième station de pompage (SP2) par l'intermédiaire d'une conduite de 1905m de longueur à une hauteur d'environ 34m ;
- La deuxième station de pompage (SP2) refoule l'eau vers la bache de la troisième station de pompage (SP3) par l'intermédiaire d'une conduite de 1794 m de longueur à une hauteur d'environ 110m ;
- La troisième station de pompage (SP3) refoule l'eau au réservoir tampon par l'intermédiaire d'une conduite de 1693m de longueur. à une hauteur d'environ 100m ;
- Adduction gravitaire reliant le réservoir de transfert de volume 2000m³ et la bache de la station de pompage (sp1) par l'intermédiaire d'une conduite de 4428m de longueur ;
- Adduction gravitaire reliant le réservoir tampon de volume 300m³ et le réservoir de distribution de Souagui par l'intermédiaire d'une conduite de 4814m de longueur

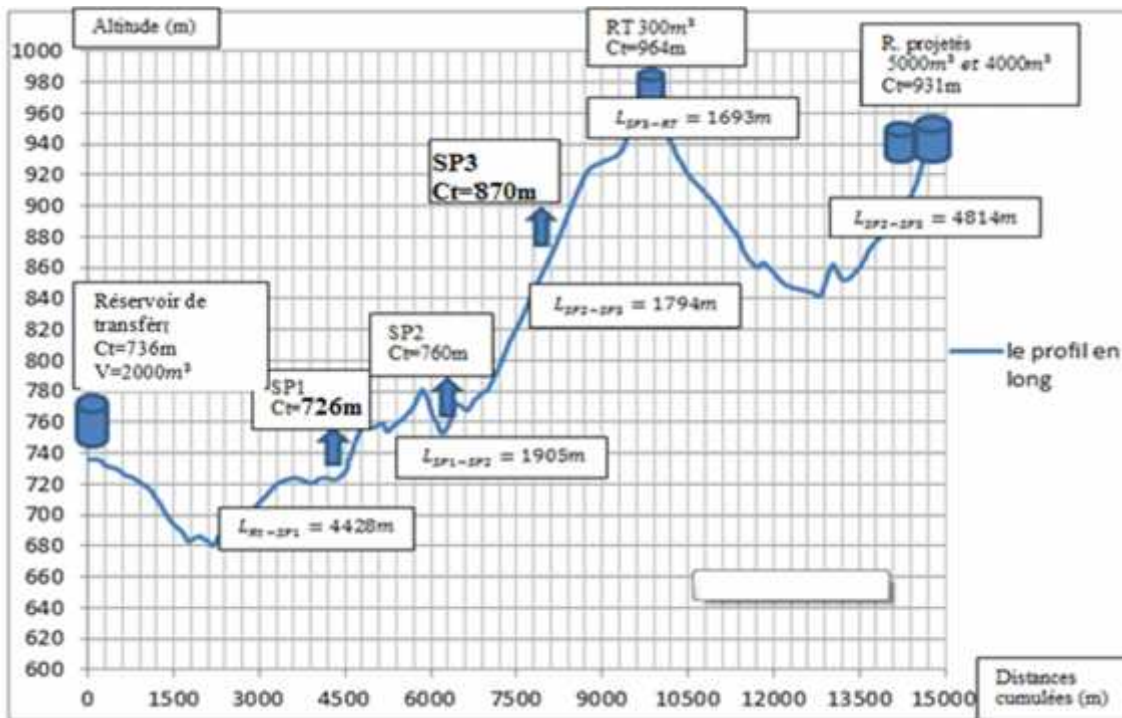


Figure III.3: Schéma vertical de la variante N° 2 (Trois stations de pompage)

III.4.3.3. Analyse et choix de la variante

Le choix de la variante définitive sera défini après le calcul des frais d'exploitation, d'amortissement et d'investissement des deux variantes.

III.5 .Etude technico-économique de l'adduction

III.5.1.Etude de l'adduction par refoulement

Le dimensionnement de la conduite d'adduction s'établit en cherchant le diamètre économique qui permet de donner un coût de revient minimum entre les dépenses de fonctionnement et celle d'investissement, donc une étude technico-économique s'avère indispensable. En effet, plus le diamètre de la conduite est petit pour un même débit à relever, plus les pertes de charge seront plus importantes. Il est donc impératif de déterminer un même diamètre économique pour la conduite de refoulement. [4]

Le diamètre économique des conduites de refoulement sera déterminé comme suit :

-Choix de la gamme des diamètres

Pour avoir un bon choix d'un diamètre économique on doit trouver une gamme qui donne une approche économique. Cette gamme est déterminée à partir de plusieurs formules parmi lesquelles on cite :

-La formule de BRESS

$$D = 1,5 * \sqrt{Q} \tag{III-1}$$

-La formule de BONNIN

$$D = \sqrt{Q} \tag{III-2}$$

Q: débit à élever en m3/s.

Remarque

La formule de Bress n'est valable que pour les petits projets (longueur de conduite ≤ 1 Km
 D : diamètre de la conduite (m).

Q : débit à relever (m3/s).

Les diamètres calculés nous imposent le choix d'une gamme en fonction des diamètres normalisés disponibles sur le marché.

A partir de cette gamme de diamètre, on procède à l'évaluation des frais d'exploitation et d'amortissement de chaque diamètre et on adoptera comme diamètre économique celui pour lequel la somme des frais cités sera minimale.

III.5.2.Calcul des pertes de charge

1. pertes de charge linéaires :

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

Du diamètre D de la conduite en (m);

Du débit Q en (m3/s);

De la rugosité absolue Ks exprimée en mm;

De la longueur du tronçon L en (m).

$$\Delta H_i = \lambda \frac{L V^2}{D 2g} = I * L \tag{III-3}$$

-V: vitesse moyenne d'écoulement en (m/s).

- ΔH_i : Pertes de charge linéaires en (m)

- I: gradient hydraulique en (m/m)

-Le coefficient } est obtenu par la formule suivante :

$$\frac{1}{\sqrt{\}} = -2 * \log\left(\frac{K_s}{3,7 * D} + \frac{2,51}{R_e * \sqrt{\}}\right) \tag{III-4} \quad \text{(Formule de Colebrook)}$$

$$\} = (1,14 - 0,86 \ln \frac{K_s}{D})^{-2} \tag{III-5} \quad \text{(Formule de Nikuradzé)}$$

Re: nombre de Reynolds. Est calculé comme suit:

$$R_e = \frac{V * D}{\epsilon} \tag{III-6}$$

v: viscosité cinématique de l'eau, donnée par la formule de STOCKS.

$$\epsilon = \frac{0,0178}{(1 + 0,0337 * t + 0,000221 * t^2)} \tag{III-7}$$

t: température de l'eau en degré;

A t= 20°C: v=0.01 Stocks =10-6 m2/s

La rugosité absolue est déterminée en mesurant l'épaisseur de rugosité des parois du tuyau.

0.03 mm pour les conduites en fonte ductile;

0,01 mm pour les conduites en PEHD .

2. Pertes de charge singulières

Elles sont générées par les singularités telles que les coudes, vannes, clapets,

Branchements, diaphragmes ...etc. Les pertes sont estimées de 10 % à 15% des pertes de charge linaires (on prend 10% dans notre cas).

Elles sont données par la formule suivante :

$$\Delta H_s = 0,10 * \Delta H_l \quad (\text{III-8})$$

3. Pertes de charge totales (Ht)

C'est la somme des pertes de charge linéaires et les pertes de charge singulières :

$$\begin{aligned} \Delta H_t &= \Delta H_l + \Delta H_s \Leftrightarrow \Delta H_t = \Delta H_l + 0,1 * \Delta H_l \\ \Rightarrow \Delta H_t &= 1,1 * \Delta H_l \end{aligned} \quad (\text{III- 9})$$

III.5.3. Calcul de la hauteur manométrique total

La hauteur manométrique totale est la somme de pertes de charge et de la hauteur géométrique.

$$HMT = Hg + \Delta H_a + \Delta H_r = Hg + \Delta H_t \quad (\text{III-10})$$

Hg: la hauteur géométrique

Ha: pertes de charge à l'aspiration

Hr: pertes de charge au refoulement

III.5.4. Puissance absorbée par la pompe

C'est la puissance fournie la pompe, définie comme suit:

$$P = \frac{g * Q * HMT}{\gamma} \quad (\text{III-11})$$

: rendement de la pompe en (%) (n=82%)

Q: débit refoulé par la pompe en (m³/s)

g: pesanteur (9.81 m/s²)

III.5.5. Energie consommée par la pompe

$$E = P * t * 365 \quad [\text{Kwh}] \quad (\text{III-12})$$

t: c'est le temps de pompage par jour en (heure); dans notre cas t =20h

P: puissance de la pompe en (kW)

III.5.6. Frais d'exploitation

Les frais d'exploitation sont définis comme suit :

$$F_{ex} = E * e \quad [\text{DA}] \quad (\text{III-13})$$

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

e: prix unitaire d'un Kw H imposé par la SONELGAZ. (e=4,67DA)

III.5.7. Frais d'amortissement

Les frais d'amortissement sont donnés comme suit:

$$F_{am} = Prc * A \quad [\text{DA}] \quad (\text{III-14})$$

Prc: prix de la conduite en (DA)

A: Amortissement annuel. Il est donné par la formule suivante:

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \quad (\text{III-15})$$

i: Taux d'annuité annuel, i = 8 %

n: nombre d'années d'amortissement, n = 21ans

$$A = \frac{0,08}{(0,08 + 1)^{21} - 1} + 0,08 = 0,0998 = 9.98$$

$$A = 9.98 \%$$

III.6.Variante N°1

III.6.1.Détermination des diamètres économiques de la conduite de refoulement

Donc le calcul du diamètre économique se fait sur la base de la formule de BONNIN:

$$D = \sqrt[3]{Q}$$

III.6.1 .1.Tronçon Sp1- sp2

$$Q = 0.15576 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$L = 3360\text{m}$$

$$H_g = 118\text{m}$$

$$D_c \text{ Bonnin} = 394,66\text{mm}$$

Les résultats trouvés pour le calcul du diamètre économique de ce tronçon sont donnés dans les tableaux : **III.1, III.2, III.3, III.4**

Tableau III.1: Calcul de la HMT du tronçon SP1- SP2

D(mm)	Q(m3/s)	V(m/s)		L(m)	Hi(m)	I(m/m)	Ht(m)	HMT(m)
200	0,156	4,961	0,013	3360	277,593	0,0826	305,352	423,352
250	0,156	3,175	0,013	3360	87,083	0,0259	95,791	213,791
300	0,156	2,205	0,012	3360	33,796	0,0101	37,176	155,176
350	0,156	1,620	0,012	3360	15,188	0,0045	16,707	134,707
400	0,156	1,240	0,012	3360	7,599	0,0023	8,359	126,359
450	0,156	0,980	0,011	3360	4,127	0,0012	4,539	122,539
500	0,156	0,794	0,011	3360	2,391	0,001	2,630	120,630

Tableau III.2: Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP1- SP2

D(mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F _{amort} (DA)
200	3137,080	3360	10540588,8
250	3749,300	3360	12597648
300	4455,520	3360	14970547,2
350	5149,740	3360	17303126,4
400	6125,960	3360	20583225,6
450	7113,180	3360	23900284,8
500	8687,220	3360	29189059,2

Tableau III.3 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon SP1- SP2

D (mm)	P (K Watt)	E (KWh)	F _{exploit} (DA)
200	788,883	5758845,736	26893809,587
250	398,383	2908197,251	13581281,162
300	289,157	2110849,237	9857665,937
350	251,017	1832420,696	8557404,649
400	235,460	1718861,296	8027082,253
450	228,343	1666901,006	7784427,698
500	224,784	1640921,641	7663104,064

Tableau III.4 : Bilan du tronçon : SP1- SP2

D(mm)	F _{exploit} (DA)	F _{amort} (DA)	Bilan (DA)
200	26893809,6	10540588,8	37434398,4
250	13581281,2	12597648	26178929,2
300	9857665,94	14970547,2	24828213,1
350	8557404,65	17303126,4	25860531
400	8027082,25	20583225,6	28610307,9
450	7784427,7	23900284,8	31684712,5
500	7663104,06	29189059,2	36852163,3

Les résultats de ce tableau sont représentés dans la figure III.4

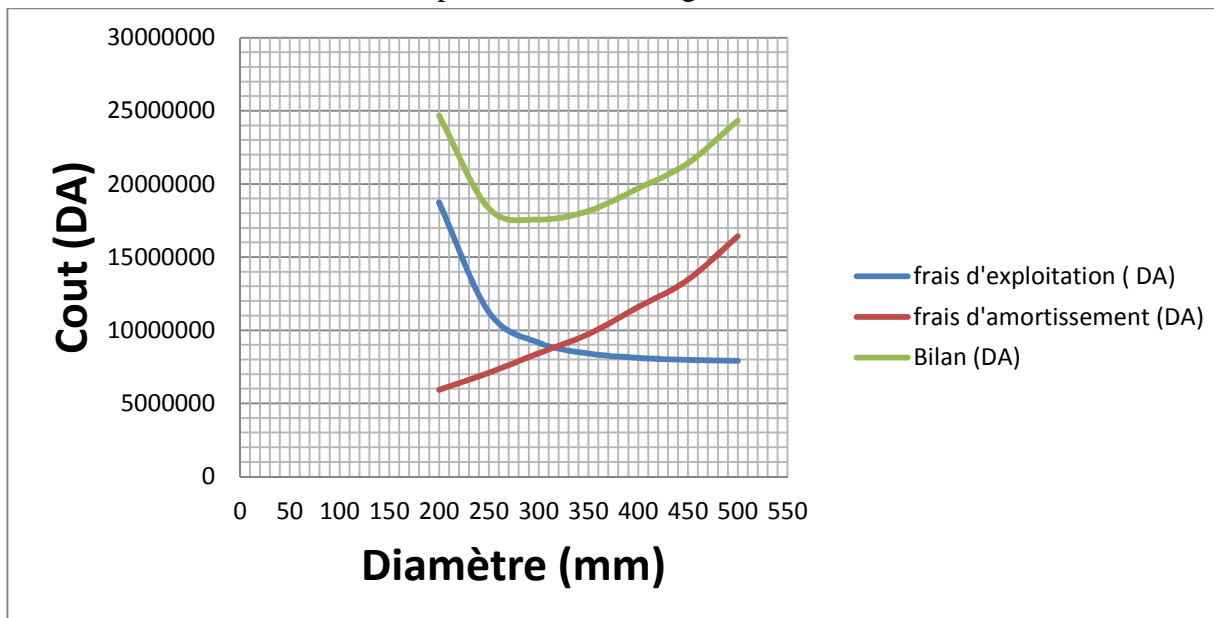


Figure III.4: Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (SP1-SP2)

Selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation, le diamètre économique est de 300 mm, avec une vitesse de $V = 2.2\text{m/s}$.

III.6.1.2. Tronçon SP2- Réservoir tampon

$Q = 0.15576 \text{ m}^3/\text{s}$

$L = 1891 \text{ m}$

$H_g = 123 \text{ m}$

$D_c \text{ Bonnin} = 394,66 \text{ mm}$

Les résultats trouvés pour le calcul du diamètre économique de ce tronçon sont rassemblés dans les tableaux : **III.5, III.6, III.7, III.8**

Tableau III.5. Calcul de la HMT du SP2-Réservoir tampon

D(mm)	Q(m ³ /s)	V(m/s)		L(m)	Hi(m)	I(m/m)	Ht (m)	HMT(m)
200	0,156	4,961	0,013	1891	156,228	0,0826	171,851	294,851
250	0,156	3,175	0,013	1891	49,010	0,0259	53,911	176,911
300	0,156	2,205	0,012	1891	19,020	0,0101	20,922	143,922
350	0,156	1,620	0,012	1891	8,548	0,0045	9,403	132,403
400	0,156	1,240	0,012	1891	4,277	0,0023	4,705	127,705
450	0,156	0,980	0,011	1891	2,323	0,0012	2,555	125,555
500	0,156	0,794	0,011	1891	1,345	0,001	1,480	124,480

Tableau III.6. Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP2-Réservoir tampon

D(mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F _{amort} (DA)
200	3137,080	1891	5932218,28
250	3749,300	1891	7089926,3
300	4455,520	1891	8425388,32
350	5149,740	1891	9738158,34
400	6125,960	1891	11584190,36
450	7113,180	1891	13451023,38
500	8687,22	1891	16427533,02

Tableau III.7. Calcul des frais d'exploitation du tronçon SP2-Réservoir tampon

D (mm)	P (K Watt)	E (KWh)	F _{exploit} (DA)
200	549,432	4010855,500	18730695,184
250	329,660	2406517,320	11238435,883
300	268,188	1957771,756	9142794,100
350	246,722	1801072,836	8411010,143
400	237,967	1737161,876	8112545,961
450	233,961	1707918,748	7975980,555
500	231,959	1693297,624	7907699,903

Tableau III.8. Bilan du tronçon : SP2-Réservoir tampon

D(mm)	F _{explo} (DA)	F _{amort} (DA)	Bilan (DA)
200	18730695,2	5932218,28	24662913,5
250	11238435,9	7089926,3	18328362,2
300	9142794,1	8425388,32	17568182,4
350	8411010,14	9738158,34	18149168,5
400	8112545,96	11584190,4	19696736,3
450	7975980,56	13451023,4	21427003,9
500	7907699,9	16427533	24335232,9

Les résultats de ce tableau sont représentés dans la figure III.5

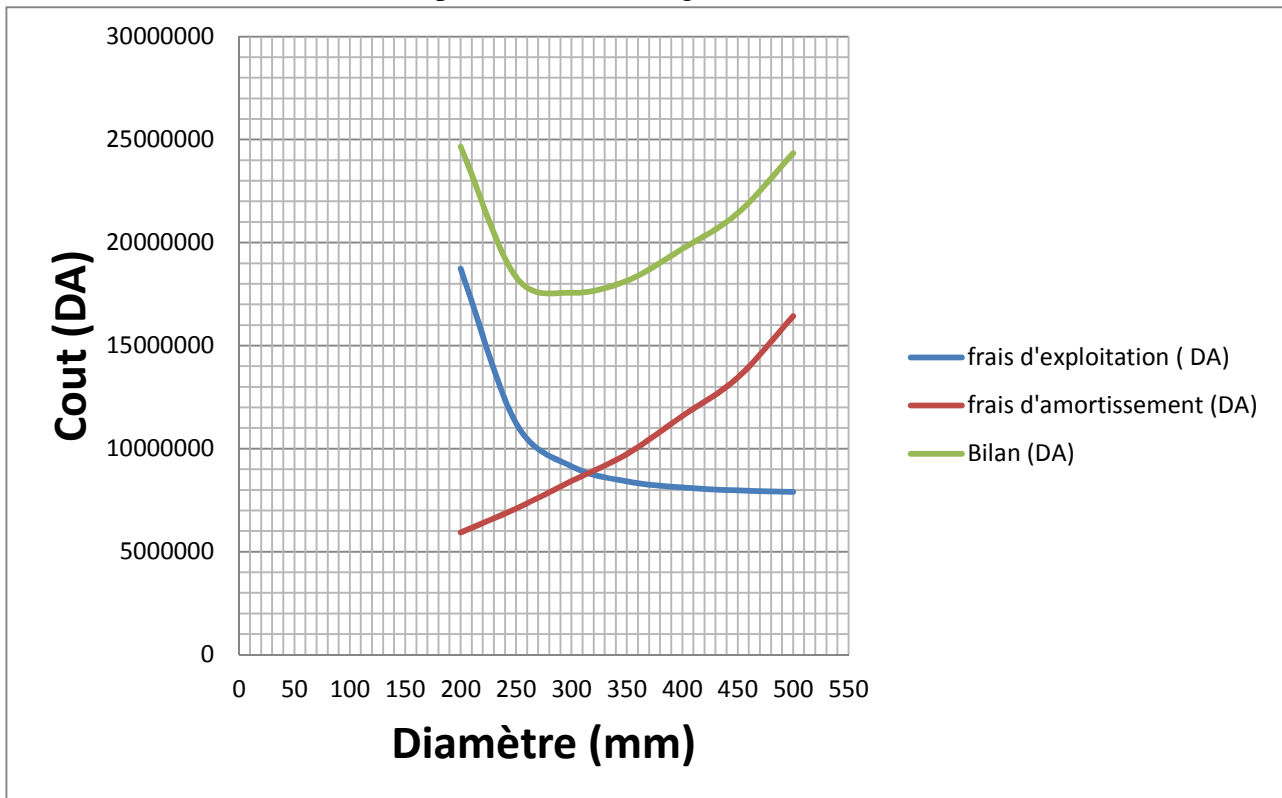


Figure III.5: Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (SP2-Réservoir tampon)

Selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation, le diamètre économique est de 300 mm, avec une vitesse de $V = 2.2\text{m/s}$.

III.7. Etude de l'adduction gravitaire

Contrairement à l'adduction par refoulement, dans une adduction gravitaire le point de captage se situe à une altitude supérieure à celle du réservoir de desserte de l'agglomération. L'adduction gravitaire se fait par les conduites en charge.

L'adduction gravitaire commence à partir du réservoir tampon de cote du terrain naturel 961 m vers le réservoir terminal souagui de cote de terrain 931m.

III.7.1. Calcul des diamètres avantageux de la conduite gravitaire

III.7.1.1. Détermination du diamètre avantageux

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

$$\Delta H_t = \frac{K' * L_{eq} * Q^S}{D_{av}^m} \tag{III-16}$$

ΔH_t : Perte de charge totale (m);

K' : Coefficient de perte de charge;

L_{eq} : Longueur équivalente de la conduite (m) ;

$$L_e = L_g + L_{ev} \tag{III-17}$$

L_g : Longueur géométrique de la conduite (m) ;

L_{ev} : Longueur équivalente des pertes de charge singulière (m) ;

Dans le cas des adductions, les pertes de charge singulières sont estimées à 10% des pertes de charge linéaires.

$$\Delta H_t = 1,1 * \Delta H_p^{lin} \Rightarrow L_{eq} = 1,1 * L_g \tag{III-18}$$

ΔH_t : Perte de charge totale (m) ;

ΔH_p^{lin} : Perte de charge linéaire (m).

Q : Débit véhiculé par la conduite (m3/s) ;

D_{av} : Diamètre avantageux calculé de la conduite (m) ;

S : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;

m : Exposant tenant compte du type du matériau.

-Selon le type de matériau on choisit les coefficients K' , m et β qui sont donnés dans le tableau III.9.

Tableau III.9. Coefficients K' , m , S pour différents types du tuyau

Tuyau	K'	m	S
Acier et fonte	0,00179 - 0,001735	5,1 - 5,3	1,9 - 2
Amiante-ciment	0,00118	4,89	1,85
Plastique	0,001052	4,772	2

On déduit alors le diamètre calculé de la conduite gravitaire :

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_{eq} * Q^S}{\Delta H_t}} \tag{III-19}$$

Dans notre cas, on prend : $K' = 0,00179$; $S = 2$; $m = 5.3$ (matériaux : fonte).

a. La vitesse d'écoulement

Dans le cas des adductions, la vitesse optimale de l'écoulement varie de 0,5 à 2.5 m/s.

On détermine la vitesse d'écoulement dans la conduite gravitaire par l'équation de continuité :

$$Q = V * S \Rightarrow Q = V * \frac{f * D^2}{4} \quad \text{Ainsi:} \quad V = \frac{4 * Q}{f * D^2} \quad (\text{III-20})$$

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).

b. Calcul des longueurs équivalentes de tronçon

$$Leq = 1.1 * Lg = 1.1 * 4693 = 5162.3m$$

c. Charge disponible

$$\Delta H_d = CTN_{RT} - Ctp_{R.souagui}$$

$$\Delta H_d = 961 - 937 = 24m$$

Tableau III.10: Diamètre calculé pour l'adduction gravitaire :

N° Tronçon	Débit du tronçon (l/s)	Longueur géométrique (m)	Longueur équivalente (m)	H (m)	D _{calculé} (mm)
1-2	130	4693	5162.3	24	386.75

350 < D_{av} < 400 mm

$$\Delta H = \Delta H_1 + \Delta H_2 = \frac{K^*L_1 * Q^s}{D_1^m} + \frac{K^*L_2 * Q^s}{D_2^m}$$

On suppose que:

Avec : L₁ + L₂ = Leq ; D₁ = 400 mm et D₂ = 350 mm

Donc on a un système de deux équations à deux inconnus

$$\begin{cases} 0,00179 * (0,130)^2 \left(\frac{L_1}{0,4^{5.3}} + \frac{L_2}{0,35^{5.3}} \right) = 24m \Rightarrow L_1 = 980,4m; L_2 = 4181,9m \\ L_1 + L_2 = 5162.3m \end{cases}$$

$$\begin{cases} L_{r1} = \frac{980.4}{1,1} = 891.28m \\ L_{r2} = \frac{4181.9}{1,1} = 3801.72m \end{cases}$$

D'autre part on a:

$$V = \frac{4 * Q}{f * D^2}$$

$$V = \frac{4 * 0,130}{f * 0,35^2} = 1.351m/s$$

$$V = \frac{4 * 0,130}{f * 0,4^2} = 1.035m/s$$

Donc :

le tronçon RT -Rsouagui est composé de deux conduites de diamètre 400mm et 350 mm des longueurs respectivement 891.28 m et 3801.72m

III.8.Les frais d'investissement (var N°1)

Les frais d'investissement des conduites gravitaires figurent dans le tableau III.11

Tableau III.11: *Frais d'investissement des conduites gravitaires*

tronçons	Diamètre (mm)	Prix de ml (DA)	L (mL)	F _{inves} (DA)
R transfert-bâche de SP	450	7113.18	4428	31497161
RT-R souagui	400	6125.96	891.28	5459945.63
	350	5149,74	3801.72	19577869.6
Investissement (DA)	56534976.2			

III.9.Variante N°2

III.9.1.Détermination des diamètres économiques pour la conduite de refoulement

On a la longueur de conduite de refoulement supérieur à 1 Km on calcule le diamètre économique par la formule de BONNIN

III.10.1.1. Refoulement : SP1-SP2

Q = 0.156 m³/s

L =1905 ml

Hg = 34m

Dc Bonnin= 0,39466m

Les différents calculs, pour la détermination de diamètre économique pour ce tronçon sont résumés dans les tableaux **III.11, III.12, III.13, III.14**

Tableau III.12: *Calcul de la HMT du tronçon SP1-SP2*

D(mm)	Q(m ³ /s)	V(m/s)		L(m)	Hi(m)	I(m/m)	Ht(m)	HMT(m)
200	0,156	4,961	0,013	1905	157,385	0,0826	173,124	207,124
250	0,156	3,175	0,013	1905	49,373	0,0259	54,310	88,310
300	0,156	2,205	0,012	1905	19,161	0,0101	21,077	55,077
350	0,156	1,620	0,012	1905	8,611	0,0045	9,472	43,472
400	0,156	1,240	0,012	1905	4,309	0,0023	4,739	38,739
450	0,156	0,980	0,011	1905	2,340	0,0012	2,574	36,574
500	0,156	0,794	0,011	1905	1,355	0,001	1,491	35,491

Tableau III.13: *Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP1-SP2*

D(mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F_{amort} (DA)
200	3137,080	1905	5976137,4
250	3749,300	1905	7142416,5
300	4455,520	1905	8487765,6
350	5149,740	1905	9810254,7
400	6125,960	1905	11669953,8
450	7113,180	1905	13550607,9
500	8687,22	1905	16549154,1

Tableau III.14 : *Calcul des frais d'exploitation du tronçon SP1-SP2*

D (mm)	P (K Watt)	E (KWh)	F_{exploit} (DA)
200	385,959	2817497,635	13157713,957
250	164,559	1201281,753	5609985,788
300	102,632	749213,906	3498828,941
350	81,008	591354,867	2761627,229
400	72,188	526970,743	2460953,371
450	68,152	497511,114	2323376,904
500	66,134	482781,742	2254590,737

Tableau III.15: *Bilan du tronçon : SP1-SP2*

D(mm)	F_{exploit} (DA)	F_{amort} (DA)	Bilan (DA)
200	13157714	5976137,4	19133851,4
250	5609985,79	7142416,5	12752402,3
300	3498828,94	8487765,6	11986594,5
350	2761627,23	9810254,7	12571881,9
400	2460953,37	11669953,8	14130907,2
450	2323376,9	13550607,9	15873984,8
500	2254590,74	16549154,1	18803744,8

Les résultats de ce tableau sont représentés dans la figure III.6

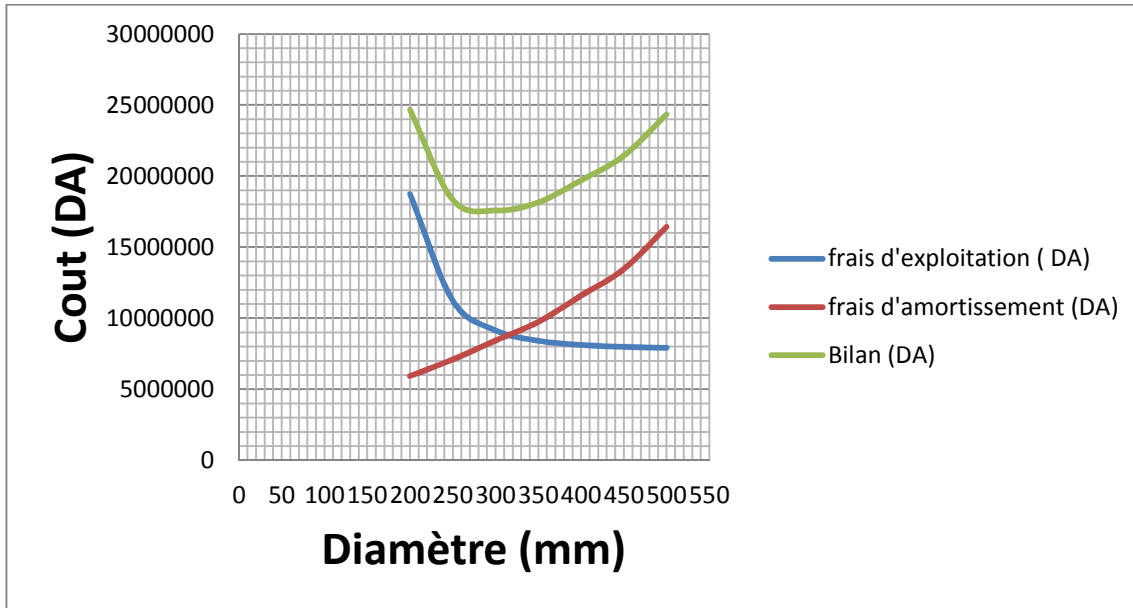


Figure III.6 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation du tronçon SP1 – SP2

Selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation, le diamètre économique est de 300 mm, avec une vitesse de $V = 2.2\text{m/s}$.

III.9.1.2.Refolement : SP2 – SP3

$Q = 0.156 \text{ m}^3/\text{s}$

$L = 1794\text{m}$

$H_g = 110\text{m}$

$D_c \text{ Bonnin} = 0,39466\text{m}$

Les différents calculs, pour la détermination de diamètre économique pour ce tronçon sont résumés dans les tableaux III.16, III.17, III.18, III.19

Tableau III.16: Calcul de la HMT du tronçon : SP2 – SP3

D(mm)	Q(m3/s)	V(m/s)		L(m)	Hi(m)	I(m/m)	Ht(m)	HMT(m)
200	0,156	4,961	0,013	1794	148,215	0,0826	163,036	273,036
250	0,156	3,175	0,013	1794	46,496	0,0259	51,146	161,146
300	0,156	2,205	0,012	1794	18,045	0,0101	19,849	129,849
350	0,156	1,620	0,012	1794	8,110	0,0045	8,921	118,921
400	0,156	1,240	0,012	1794	4,057	0,0023	4,463	114,463
450	0,156	0,980	0,011	1794	2,203	0,0012	2,424	112,424
500	0,156	0,794	0,011	1794	1,276	0,001	1,404	111,404

Tableau III.17: Calcul des frais d'amortissement du tronçon : SP2 – SP3

D(mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F_{amort} (DA)
200	3137,080	1794	5627921,52
250	3749,300	1794	6726244,2
300	4455,520	1794	7993202,88
350	5149,740	1794	9238633,56
400	6125,960	1794	10989972,24
450	7113,180	1794	12761044,92
500	8687,22	1794	15584872,68

Tableau III.18: Calcul des frais d'exploitation du tronçon : SP2 – SP3

D (mm)	P (K Watt)	E (KWh)	F_{exploit} (DA)
200	508,781	3714103,599	17344863,807
250	300,282	2192060,926	10236924,523
300	241,964	1766334,040	8248779,966
350	221,599	1617673,086	7554533,313
400	213,293	1557040,478	7271379,034
450	209,493	1529297,395	7141818,834
500	207,593	1515426,270	7077040,680

Tableau III.19: Bilan du tronçon : SP2 – SP3

D(mm)	F_{exploit} (DA)	F_{amort} (DA)	Bilan (DA)
200	17344863,8	5627921,52	22972785,3
250	10236924,5	6726244,2	16963168,7
300	8248779,97	7993202,88	16241982,8
350	7554533,31	9238633,56	16793166,9
400	7271379,03	10989972,2	18261351,3
450	7141818,83	12761044,9	19902863,8
500	7077040,68	15584872,7	22661913,4

Les résultats de ce tableau sont représentés dans la figure III.7 :

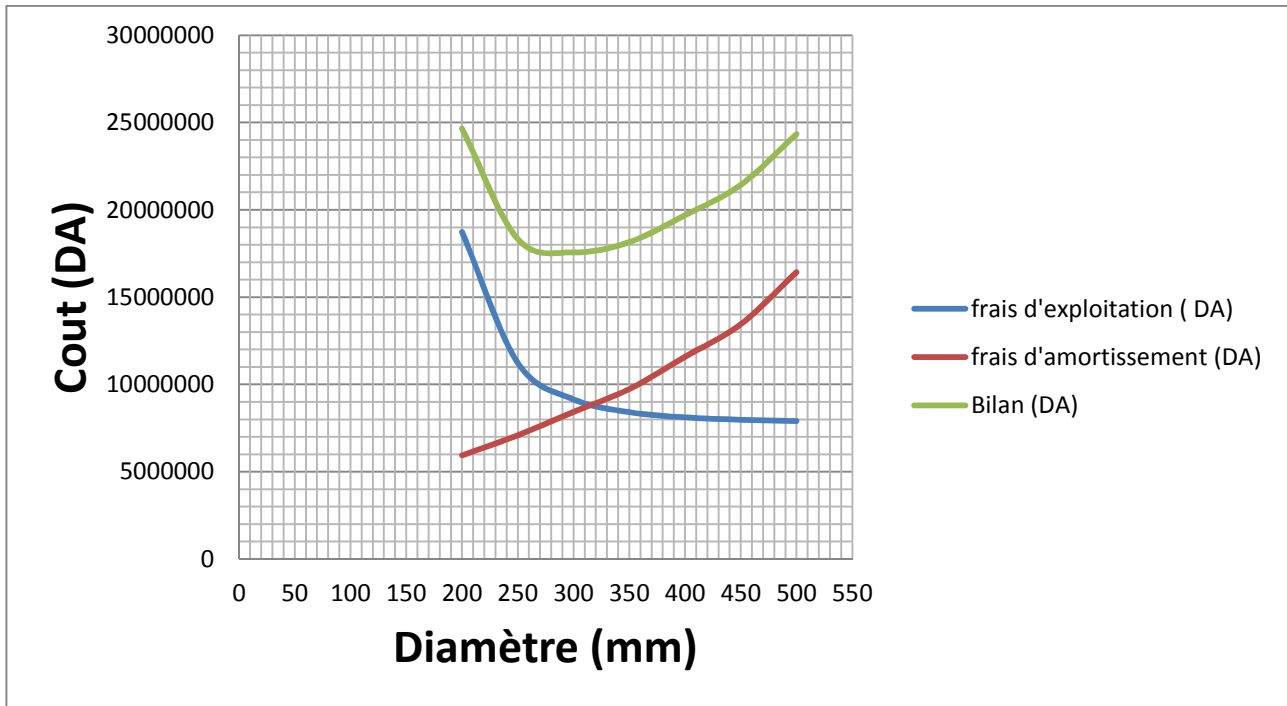


Figure III.7 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation du tronçon SP2 – SP3.

Selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation, le diamètre économique est de 300 mm, avec une vitesse de $V = 2.2\text{m/s}$.

III.9.1.3.Refolement : SP3-Réservoir tampon

$Q = 0.156 \text{ m}^3/\text{s}$

$L = 1693\text{m}$

$H_g = 100\text{m}$

$D_c \text{ Bonnin} = 0,39466\text{m}$

Les différents calculs, pour la détermination de diamètre économique pour ce tronçon sont résumés dans les tableaux III.20, III.21, III.22, III.23 :

Tableau III.20: Calcul de la HMT du tronçon SP3-Réservoir tampon

D(mm)	Q(m3/s)	V(m/s)		L(m)	Hi(m)	I(m/m)	Ht(m)	HMT(m)
200	0,156	4,961	0,013	1693	139,870	0,0826	153,857	253,857
250	0,156	3,175	0,013	1693	43,878	0,0259	48,266	148,266
300	0,156	2,205	0,012	1693	17,029	0,0101	18,732	118,732
350	0,156	1,620	0,012	1693	7,653	0,0045	8,418	108,418
400	0,156	1,240	0,012	1693	3,829	0,0023	4,212	104,212
450	0,156	0,980	0,011	1693	2,079	0,0012	2,287	102,287
500	0,156	0,794	0,011	1693	1,205	0,001	1,325	101,325

Tableau III.21: Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP3-Réservoir tampon

D(mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F _{amort} (DA)
200	3137,080	1693	5311076,44
250	3749,300	1693	6347564,9
300	4455,520	1693	7543195,36
350	5149,740	1693	8718509,82
400	6125,960	1693	10371250,28
450	7113,180	1693	12042613,74
500	8687,22	1693	14707463,46

Tableau III.22: Calcul des frais d'exploitation du tronçon SP3-Réservoir tampon

D (mm)	P (K Watt)	E (KWh)	F _{exploit} (DA)
200	473,043	3453215,754	16126517,570
250	276,282	2016862,217	9418746,551
300	221,247	1615103,232	7542532,094
350	202,029	1474811,708	6887370,677
400	194,191	1417592,642	6620157,637
450	190,604	1391411,460	6497891,517
500	188,811	1378321,262	6436760,293

Tableau III.23: Bilan du tronçon : SP3-Réservoir tampon

D(mm)	F _{exploit} (DA)	F _{amort} (DA)	Bilan (DA)
200	16126517,6	5311076,44	21437594
250	9418746,55	6347564,9	15766311,5
300	7542532,09	7543195,36	15085727,5
350	6887370,68	8718509,82	15605880,5
400	6620157,64	10371250,3	16991407,9
450	6497891,52	12042613,7	18540505,3
500	6436760,29	14707463,5	21144223,8

Les résultats de ce tableau sont représentés dans la figure III.8 :

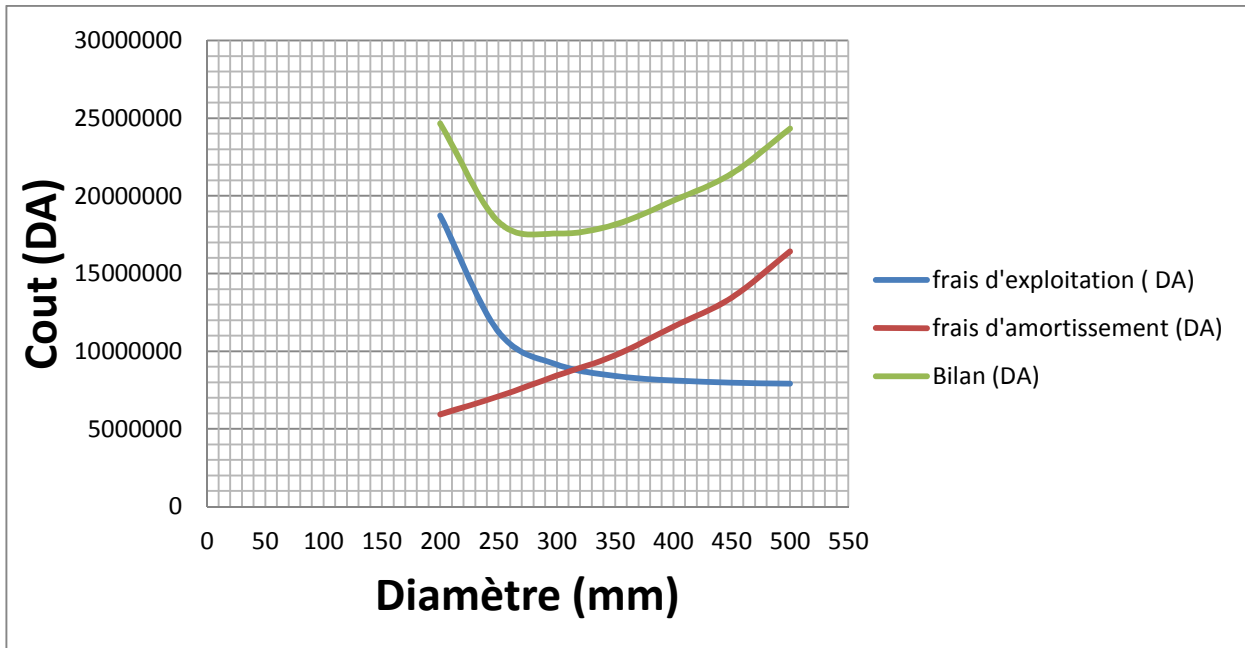


Figure III.8 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation du tronçon

Selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation, le diamètre économique est de 300 mm, avec une vitesse de $V = 2.2\text{m/s}$.

III.10. Calcul des diamètres avantageux de la conduite gravitaire (réservoir tampon – réservoir de souagui)

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

$$\Delta H_t = \frac{K' * L_{eq} * Q^5}{D_{av}^m} \tag{IV-20}$$

III.10.1. Calcul des longueurs équivalentes de tronçon

$$L_{eq} = 1.1 * L_g = 1.1 * 4814 = 5295.4\text{m}$$

III.10.2. Charge disponible

$$\Delta H_d = CTN_{RT} - Ctp_{R.souagui}$$

$$\Delta H_d = 964 - 937 = 27\text{m}$$

Tableau III.24. Diamètres calculés pour différents tronçons de l'adduction

N° Tronçon	Débit du tronçon (l/s)	Longueur géométrique (m)	Longueur équivalente (m)	H (m)	D _{calculé} (mm)
RT-R souagui	130	4814	5295.4	27	380.06

$$350 < D_{av} < 400\text{mm}$$

$$\Delta H = \Delta H_1 + \Delta H_2 = \frac{K^1 * L_1 * Q^s}{D_1^m} + \frac{K^1 * L_2 * Q^s}{D_2^m}$$

On suppose que:

Avec : $L_1 + L_2 = L_{eq}$; $D_1 = 400\text{mm}$ et $D_2 = 350\text{ mm}$

Donc on a un système de deux équations à deux inconnus

$$\begin{cases} 0,00179 * (0,130)^2 \left(\frac{L_1}{0,4^{5.3}} + \frac{L_2}{0,35^{5.3}} \right) = 27m \\ L_1 + L_2 = 5236m \end{cases} \Rightarrow L_1 = 1600.54m; L_2 = 3694.86m$$

$$\begin{cases} L_{r1} = \frac{1600.54}{1,1} = 1455m \\ L_{r2} = \frac{3694.86}{1,1} = 3359m \end{cases}$$

D'autre part on a:

$$V = \frac{4 * Q}{f * D^2}$$

$$V = \frac{4 * 0,130}{f * 0,35^2} = 1.351\text{m/s}$$

$$V = \frac{4 * 0,130}{f * 0,4^2} = 1.035\text{ m/s}$$

Donc : le tronçon RT -Rsouagui est composé de deux conduites de diamètre 400mm et 350 mm des longueurs respectivement 1455 m et 3359 m.

III.11. Les frais d'investissement (var N°2)

Les frais d'investissement des conduites gravitaires figurent dans le tableau III.25

Tableau III.25 : Frais d'investissement des conduites gravitaires

Tronçons	Diamètre (mm)	Prix de ml (DA)	L (mL)	F _{inves} (DA)
R transfert-bâche de SP	450	7113.18	4428	31497161
RT-R souagui	400	6125.96	1455	8913271.8
	350	5149,74	3359	19577869.6
Investissement (DA)	57708409.5			

III.12 .Comparaison entre les deux variantes

La comparaison entre le coût des deux variantes figure dans le tableau III.26

Tableau III.26 : *comparaison entre le coût des deux variantes*

variantes	Bilan (exploitation+ amortissement) (DA)	Investissement (DA)	Bilan total (DA)
1	42396395.5	56534976.2	98931371.7
2	43314304.8	57708409.5	101022714.3

Sur la base du bilan total, on adopte au choix de la **variante N°1**. En revanche cette variante reste toujours la meilleur du point de vue technico-économique.et ce dernier est coûteux.

Conclusion

L'étude de l'adduction nous a permis de récapituler notre projet par une étude technico-économique de l'adduction :

par refoulement avec une longueur totale des conduites de 5251ml et de diamètre 300 mm .

L'adduction gravitaire avec une longueur totale des conduites de 9121 ml et des diamètres de 450mm, 400mm et 350mm.

Le transport de l'eau constitue généralement un investissement considérable, on doit alors dans ce cas examiner, attentivement toutes les options possibles sur le plan technique et financier pour pouvoir retenir le choix optimal

Etude des réservoirs

Introduction :

Les réservoirs sont des ouvrages hydrotechniques variés nécessitant une étude technique approfondie afin qu'ils puissent remplir à bien, les tâches auxquelles ils sont conçus autrefois, Ils servaient de réserve d'eau, cependant leur rôle a sensiblement changé au cours du temps.

IV.1.Définition

Le rôle des réservoirs diffère au cours des âges. Servant tout d'abord de réserves d'eau, en suite à parer à un accident survenu dans l'adduction, Ils permettent de rendre optimal le débit pour tous les ouvrages situés en amont, c'est-à-dire, ils disposent d'un volume permettant de compenser :

- La variation horaire de consommation aval, appelé volume de régulation
- D'une réserve de sécurité dite réserve incendie
- D'une réserve pour utilisation exceptionnelle

Autrement dit, les réservoirs servent principalement à harmoniser la demande et la production, alors que pour être efficace, la production doit être constante lorsque le débit de production est supérieur au débit de consommation, on accumule l'excédent dans ces derniers.

IV.2.Classification des réservoirs

On peut classer les réservoirs en plusieurs catégories :

- D'après la nature des matériaux de construction, on distingue :
 - Les réservoirs métalliques ;
 - Les réservoirs en maçonnerie ;
 - Les réservoirs en béton arme, ordinaire ou précontraint ;
- D'après la situation des lieux, ils peuvent être :
 - Enterrées ;
 - Semi-enterrés ;
 - Surélèves.
- D'après leurs formes :
 - Circulaires ;
 - Rectangulaires ;
 - Ou d'une forme quelconque. [2]

IV.3.Fonctions des réservoirs

Les fonctions générales assurées par les réservoirs d'eau potable sont multiples.

- Du point de vue économique.
- Du point de vue technique.

Ces fonctions sont résumées par le tableau IV.1.

Tableau IV .1 : Fonctions d'un réservoir.

Fonctions techniques	Fonctions économiques
-Régulation du débit -Sécurité d'approvisionnement -Régulation de la pression -Simplification de l'exploitation -Réacteur participant au traitement	-Réduction des investissements sur les ouvrages de production -Réduction des investissements sur le réseau de distribution -Réduction des dépenses d'énergie

IV.4.Emplacement des réservoirs

L'emplacement du réservoir pose souvent un problème délicat à résoudre. Pour cela nous sommes amenés à tenir compte des certaines conditions à savoir :

- Pour des raisons d'économie, il est préférable que son remplissage se fasse gravitairement, ce qui implique qu'on puisse le placer à un niveau bas par rapport à la prise d'eau ;
- l'alimentation du réseau de distribution doit se faire par gravité, le réservoir doit être construit à un niveau supérieur à celui de l'agglomération ;

Lorsque plusieurs réservoirs sont nécessaires, on doit les implanter de préférence soit en extrémité du réseau, soit à proximité du centre important de consommation.

IV.5.Réservoirs alimentés gravitairement

Les réservoirs alimentés en gravitaire, que ce soit des réservoirs terminaux, des réservoirs tampons ou des bâches de reprises, possèdent à leurs entrées des obturateurs à disques autocentrés qui contrôlent le niveau haut des réservoirs et détruisent la charge résiduelle au droit de l'entrée des réservoirs. Ces dispositifs nécessitent un certain volume d'eau pour permettre la dissipation de l'énergie résiduelle à la sortie de la vanne.

IV.6.Réservoirs alimentés par refoulement

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

IV.7.Description des réservoirs existants

Notre région d'étude est caractérisée par l'existence de deux réservoirs, ayant les caractéristiques représentées da le tableau IV.2.

Tableau IV .2 : description des réservoirs existants

Type d'ouvrage	Capacité (m ³)	Cote radié(m)	Cote trop plein(m)	Emplacement	Zones alimentées
Réservoir Semi enterré R1	300	916,80	921,50	Nord de la Ville	Alimente la zone nord et le centre-ville
Réservoir semi enterré R2	100	894,80	898,70	Sur la route de Sidi Zahar	Abandonné

Source : DRE (Medea)

IV.8.Equipement des réservoirs

IV.8.1.Equipements hydrauliques des réservoirs

Les réservoirs doivent être équipés de :

IV.8.1.1.Conduite d'arrivée ou d'adduction

Peut-être de type de refoulement, comme elle peut être gravitaire. L'arrivée des eaux peut être soit :

a. Par le haut (chute libre)

Elle a l'avantage de permettre l'oxygénation des eaux, ce qui peut être favorable pour les eaux souterraines ordinairement pauvres en oxygène, par contre, elle présente l'inconvénient de libérer plus facilement le gaz carbonique dissous, et par suite de favoriser l'entartrage du réservoir et des conduites avals.

b. En bas (siphon noyé)

Elle a l'avantage de permettre le brassage des eaux qui rentrent et quittent le réservoir, permet une petite économie sur les frais d'exploitation dans le cas d'une adduction par refoulement, mais présente un inconvénient en cas d'accidents sur la conduite de refoulement, le réservoir se vide par siphonage. On peut remédier en disposant un clapet sur l'arrivée du réservoir.

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

IV.8.1.2.Conduite de départ ou de distribution

Pour faciliter le brassage de l'eau dans le réservoir, l'orifice de départ de la conduite de distribution devra être situé 0,15 à 0,20 m au-dessus du radier et à l'opposé de la conduite d'arrivée ; pour éviter l'entraînement dans la conduite de distribution d'éventuels dépôts décantés dans le réservoir .L'extrémité est munie d'une crépine courbée afin d'éviter le phénomène de vortex (pénétration de l'air dans la conduite).

Cette conduite est équipée d'une vanne à survitesse, permettant la fermeture rapide en cas de rupture au niveau de cette conduite surtout dans le cas des réservoirs de grande capacité afin d'éviter les dégâts d'inondation en ville. [2]

IV.8.1.3.Conduite de trop plein

A pour but d'assurer l'évacuation du débit d'adduction excédentaire lorsque le niveau de l'eau atteint sa limite maximale dans le réservoir, lors de la défaillance du système d'arrêt des pompes et de la vanne flotteur. Le trop-plein est conçu d'être dimensionné afin d'assurer efficacement l'évacuation de l'eau dans un temps raisonnable et on prévoit un siphon qui va empêcher l'introduction des corps étrangers.

IV.8.1.4.Conduite de vidange

C'est une conduite au point bas du réservoir généralement raccordée à la conduite trop plein, elle va permettre la vidange totale pour le nettoyage et l'éventuelle réparation de réservoir. Cette conduite doit être nettoyée après chaque vidange pour éviter le dépôt de sable qui entraîne une difficulté de manœuvre.

IV.8.1.5. Conduite By-pass

Afin d'assurer la continuité de la distribution au moment de nettoyage du réservoir, on doit relier la conduite d'adduction à celle de distribution par un tronçon de conduite appelé By-pass.

IV.8.1.6. Matérialisation de la réserve d'incendie

C'est une disposition spéciale de la tuyauterie qui permet d'interrompre l'écoulement une fois le niveau de la réserve d'incendie est atteint. Nous distinguons le système à deux prises et le système à siphon.

a. Système à deux prises

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

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

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

b. Système à siphon

Une seule conduite sort de la cuve et prend son départ au fond de la réserve d'incendie. Arrivant dans la chambre de manœuvre, cette conduite comporte un siphon muni d'un évent et de trois robinets vanne.

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

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

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

IV.8.2. Equipement de nettoyage

- Trappes de visite pour le personnel et le matériel ;
- Equipements spéciaux pour le nettoyage ;
- Pompe d'alimentation en eau.

IV.9. Entretien des réservoirs

L'humidité qui règne dans les réservoirs augmente le phénomène de corrosion des parties métalliques, donc une surveillance régulière est nécessaire pour empêcher à la fois l'apparition de ce phénomène, ainsi que d'éventuelles fissures.

Un soin particulier est à apporter au nettoyage des cuves ; opération comportant plusieurs étapes telles que :

- L'isolement et vidange de la cuve ;
- Élimination des dépôts sur les parois ;
- Examen des parois et réparations éventuelles ;
- Désinfection des parois à l'aide des produits chlorés.
- Remise en service.

IV.10. Hygiène et sécurité

Certaines normes d'hygiène et de sécurité sont exigées dans les réservoirs afin de protéger l'eau qu'ils contiennent de toute pollution d'origine extérieure, par conséquent, les réservoirs doivent.

- Comporter une couverture qui protège l'eau contre les variations de température et l'introduction des corps étrangers ;
- Avoir un périmètre de protection afin d'éviter tout rapprochement d'animaux ou d'individus étrangers (sauf le personnel) ;
- Etre éclairés en laissant quelques ouvertures munies d'épaisses plaques de verre ;
- Avoir les robinets de puisage, et cela pour faciliter l'exécution des prélèvements pour le contrôle de l'eau ;
- De procéder à un nettoyage au moins annuel du réservoir ;
- Avoir les robinets de puisard pour faciliter le contrôle de l'eau ;
- Etre aérés par les orifices de grillage.

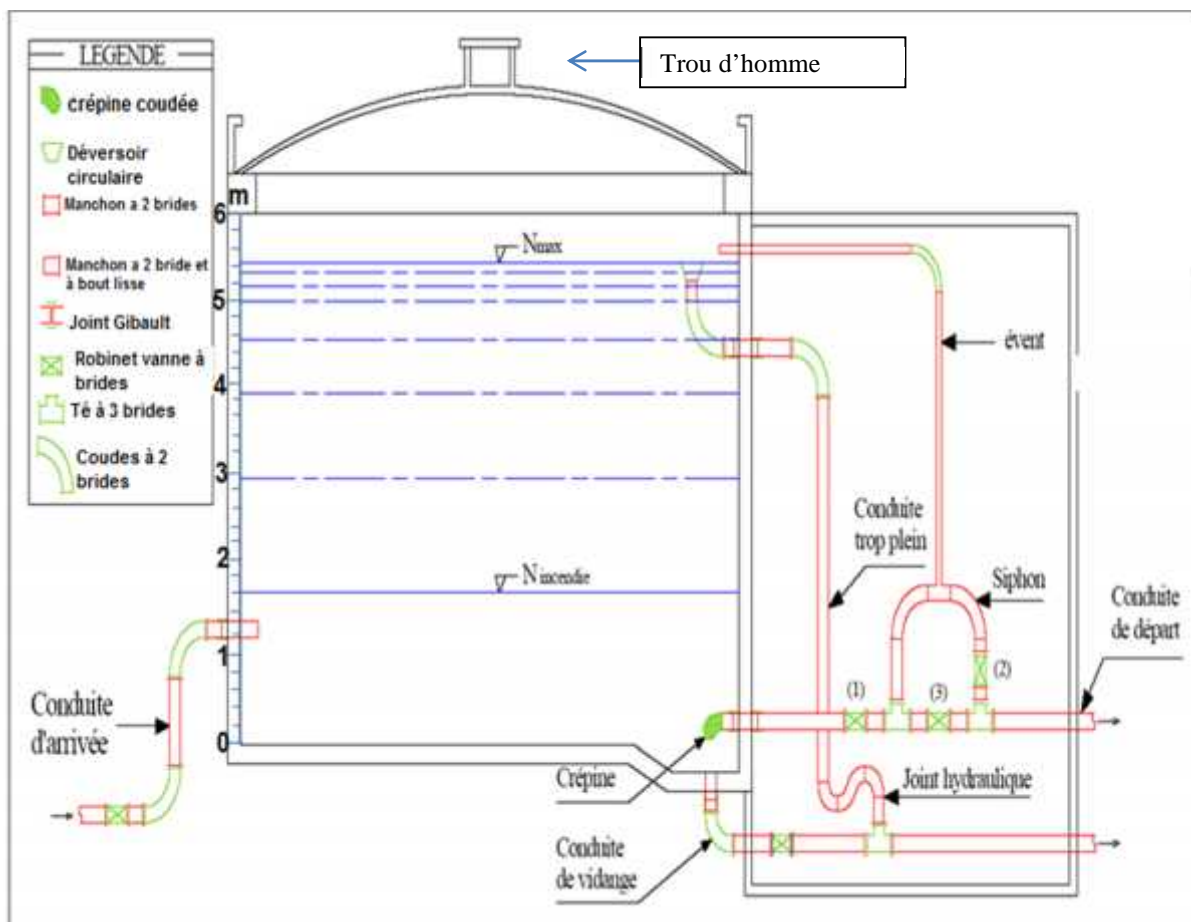


Figure IV.1 : Schéma d'un réservoir.

IV.11.Capacité de réservoirs

Le plus souvent, la capacité du réservoir est calculée pour satisfaire les variations journalières du débit consommé, en tenant compte, bien entendu du jour de plus forte consommation. La capacité du réservoir est déterminée en fonction du débit d'apport et celui de sortie augmenté éventuellement de la réserve incendie. Deux méthodes peuvent être appliquées pour la déterminer: [2]

- La méthode analytique.
- La méthode graphique.

IV.11.1.La méthode analytique :

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

$$V_r = \frac{a * Q_{\max,j}}{100} \quad (\text{m}^3) \quad (\text{IV-1})$$

V_r : capacité résiduelle (m^3),

a : fraction horaire 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 :

$$V_T = V_r + V_{\text{inc}} \quad (\text{IV-2})$$

V_T : capacité totale du réservoir (m^3).

V_{inc} : volume d'incendie estimé à 120 m^3 .

IV.12.Détermination de résidu maximum dans les réservoirs

Pour dimensionner un réservoir, on est appelé à déterminer le résidu maximal. Souvent celui-ci peut être localisé aux environs des heures de pointe où la consommation est élevée. La variation entre le débit entrant et le débit à distribuer peut nous permettre sa localisation. Donc si la déférence de débit entrant au réservoir est supérieure à celui qui sort de ce dernier cela indique qu'il y a un surplus ; et dans le cas contraire, on aura un déficit.

On détermine ensuite le résidu dans le réservoir pour chaque heure. La valeur maximale trouvée sera le pourcentage du volume de stockage.

IV.12.1.Méthode graphique

Cette méthode est basée sur le traçage des courbes de la consommation maximale journalière et celle caractérisant l'apport de la station de pompage; en additionnant en valeur absolue les écarts de deux extremums de la courbe de consommation par rapport à celle d'apport, on obtiendra le résidu maximal journalier.

Donc :

$$R_{\max} = |V|^+ |V| \quad ()$$

Le volume de régulation V_r est calculé selon la formule suivante :

$$V_r = \frac{Q_{\max,j} * R_{\max}}{100} \quad (\text{IV-3})$$

Donc le volume totale sera $V_t = V_r + V_{\text{inc}}$.

Pour notre projet, concernant la détermination de la capacité des réservoirs, nous utilisons la méthode analytique pour les réservoirs alimentés par refoulement (réservoir tampon) et pour le réservoir alimenté par une conduite gravitaire.

IV.13. dimensionnement de la Bâche de la station de pompage

Le volume de la bâche de (SP1) est :

$$V_{\text{bâche1}} = \frac{Q_{\text{max j}} * t}{20} \quad (\text{IV-4})$$

$$V_{\text{bâche1}} = \left(\frac{13457.22}{20} \right) * \left(\frac{1}{4} \right) = 168.215 \text{ (m}^3\text{)}$$

De la même manière pour la bâche de la 2^{ème} station de pompage SP2

$$V_{\text{bâche2}} = \frac{Q_{\text{max j}} * t}{20} \quad (\text{IV-5})$$

$$V_{\text{bâche2}} = \left(\frac{13457.22}{20} \right) * \left(\frac{1}{4} \right) = 168.215 \text{ (m}^3\text{)}$$

On choisit un volume normalisé de 200 m³

IV.14. Dimensionnement de réservoir tampon

Le réservoir joue le rôle, de tampon et de mise en charge, qui sert à transiter le débit refoulé par (SP2), et gravitaire vers le réservoir de localité située à l'aval (réservoir de souagui).

Le volume (Vt) sera déterminé selon la formule :

$$V_t = \frac{Q_{tr}}{2} * t \quad (\text{IV-6})$$

$$V_t = \left(\frac{672.86}{2} \right) * \frac{1}{2} = 168.215 \text{ m}^3$$

Avec :

Q_{tr} : débit transite ($Q_{tr}=672.86 \text{ m}^3/\text{h}$).

t : le temps de fermeture de la vanne (t = 30 minutes)

V : 168.215 m³

En ajoutant le volume de la réserve d'incendie 120 m³, donc nous obtenons :

$$V_t = V + V_i = 168.215 + 120 = 288.215 \text{ m}^3.$$

- La capacité normalisée sera : $V_n = 300 \text{ m}^3$.

IV.15. Estimation de la capacité totale du réservoir par la méthode analytique

Tableau IV .3: Evaluation du volume résiduel du réservoir de souagui.

heurs	consommation %	ref%	surplus %	déficit %	reste %
0_1	1,46	0	-	1,46	5,84
1_2	1,46	0	-	1,46	4,38
2_3	1,46	0	-	1,46	2,92
3_4	1,46	0	-	1,46	1,46
4_5	2,43	5	2,57	-	0
5_6	3,41	5	1,59	-	2,57
6_7	4,38	5	0,62	-	4,16
7_8	5,35	5	-	0,35	4,78
8_9	6,42	5	-	1,42	4,43
9_10	6,42	5	-	1,42	3,01
10_11	6,42	5	-	1,42	1,59
11_12	6,42	5	-	1,42	0,17
12_13	4,85	5	0,15	-	-1,25
13-14	5,2	5	-	0,2	-1,1
14-15	5,2	5	-	0,2	-1,3
15-16	6,18	5	-	1,18	-1,5
16-17	6,18	5	-	1,18	-2,68
17-18	5,35	5	-	0,35	-3,86
18-19	5,35	5	-	0,35	-4,21
19-20	4,38	5	0,62	-	-4,56
20-21	3,89	5	1,11	-	-3,94
21-22	2,92	5	2,08	-	-2,83
22-23	1,95	5	3,05	-	-0,75
23-24	1,46	5	3,54	-	2,3
Total	100	100	-	-	

Calcul de la capacité du réservoir de souagui :

$$Vr = \frac{10.4 * 1425.6}{100}$$

Le volume résiduel sera : = 148.26m³

La capacité totale sera : Vt = 148.26 + 120 = 268.26m³

La capacité normalisée sera : Vn = 300m³.

Le réservoir existant de souagui qui a une capacité de 300 m³ est donc suffisante.

IV.16. la capacité de stockage du réservoir projeté de Souagui

Ce réservoir de cote de terrain de 931m est destiné à l'alimentation en eau potable de la ville de souagui .Il est alimenté par une conduite gravitaire à partir de réservoir tampon de 300 m³.

Il est évident que si Apport $K_p.Q_{moy}.h$, le débit d'alimentation peut à chaque instant satisfaire la demande et le réservoir est inutile.

Le problème de la capacité utile du réservoir se pose lorsque :

$$Q_{moy}.h < Q_{apport} \quad K_p.Q_{moy}.h$$

Dans ce cas le défaut d'alimentation le plus important se situe lors la pointe. Pour notre cas .ou la consommation peut atteindre $K_p.Q_{moy}.h$ pendant les quatre heures de matin, il faut fournir en plus de l'alimentation à débit constant Q_a un volume d'eau égal à :

$$V = 12Q_a + 4 (K_p.Q_{moy}.h - Q_a) \quad (IV-7)$$

Dans notre projet le débit moyen horaire pour souagui $Q_{moy}.h = 560.72 \text{ m}^3/h$.

$$K_p = K_{maxj}.K_{maxh} = 1.3 \times 1.356 = 1.763$$

$$\text{Donc} \quad K_p.Q_{moy}.h = 1.763 \times 560.72 = 988.55 \text{ m}^3/h.$$

Il est évident que :

$$Q_{moy}.h < Q_{apport} \quad K_p.Q_{moy}.h$$

$$\text{Donc} \quad v = 12(672.86) + 4(1.763 \times 560.72 - 672.86) = 8390.01 \text{ m}^3.$$

En ajoutant le volume de la réserve d'incendie 61.2 m³, donc nous obtenons :

$$V_t = V + V_i = 8390.01 + 61.2 = 8451.21 \text{ m}^3.$$

- La capacité normalisée sera : $V_n = 9000 \text{ m}^3$.

On opte pour un réservoir de capacité égale à 9000 m³ située à une altitude de 931m (le plus point accessible).

Il est intéressant de partager le volume du réservoir en deux compartiment de 4000 m³ et de 5000 m³ pour assure une continuité de l'alimentation pendant le nettoyage, ou en cas de panne.

IV.17. 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 de notre projet.

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

-Le diamètre D de la cuve

On calcule le diamètre de la cuve moyennant la formule :

$$S = \frac{V_n}{h} \Rightarrow \frac{f * D^2}{4} = \frac{V_n}{h} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 * V_n}{f * h}} \quad (IV.8)$$

V_n : capacité normalisée du réservoir (m³) ;

S : section du réservoir (m²) ;

D : diamètre de la cuve (m) ;

h : hauteur utile optimale d'eau (m),

-La section de la cuve :

La section est calculée comme suit :

$$S = \frac{V_n}{h} \quad (\text{IV.9})$$

-La hauteur totale H du réservoir :

On calcule la hauteur du réservoir par la formule :

$$H = h + R \quad (\text{IV.10})$$

Avec :

H : hauteur totale du réservoir (m)

h: hauteur d'eau (m)

R : revanche (m), qui varie de 0.25 à 1m

-La hauteur de la réserve d'incendie :

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

$$h_{inc} = \frac{V_{inc}}{S} \quad (\text{IV.11})$$

h_{inc} : hauteur de la réserve d'incendie (m)

Tableau IV.4: Tableau donnant les dimensions des réservoirs

Réservoirs	Volume	D	S	h	h _{inc}	R	H
	(m ³)	(m)	(m ²)	(m)	(m)	(m)	(m)
Bâche de la station (sp1)	200	7.5	44.16	4,5	–	0,5	5,00
Bâche de la station (sp2)	200	7.5	44.16	4,5	–	0,5	5,00
Réservoir tampon	300	9	63.58	4.7	0.96	0,3	5.00
Réservoirs de souagui	5000	32.6	833.33	5.65	0.15	0.35	6.00
	4000	30	706.5	5.65	0.17	0.35	6.00

Conclusion

Ce chapitre nous a permis de calculer le volume de deux réservoirs d'alimentation avec un volume de 5000 et 4000m³, deux bâches d'aspiration de 200m³, ainsi qu'un réservoir tampon de 300m³.

Etude du pompage

Introduction

Ce chapitre a pour but, l'étude et le choix de la pompe idéal adapté à l'usage de notre projet et qui nous permet d'assurer le débit appelé et la hauteur manométrique totale au niveau des deux stations de pompage projetées le long de l'adduction.

V.1.Choix de l'emplacement de la station de pompage

Le choix de l'emplacement de la station de pompage se base sur plusieurs critères à savoir :

- Il est préférable de situer la prise d'eau la plus proche possible de la station de pompage ;
- Il faut éviter les zones sismiques et les zones non stables dans la mesure de possible ;
- Il faut respecter les normes : distance minimale entre la station de pompage un aéroport et une prise d'eau doit être 30 km ;
- Les différents ouvrages des stations de pompage ne doivent pas se trouver dans les lieux libres du tracé en cas de crue.
- Pour les terrassements et pour l'implantation de la station de pompage il est nécessaire de :
Prévoir L'accès à tous les ouvrages ;
Prévoir une plate-forme avec un revêtement routier ;
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 plate-forme de 0,15 à 0,5m ;
Prévoir la verdure autour de la station de pompage pour l'environnement.

V.2.Choix du type de pompe

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

- Assurer le débit appelé Q_{app} et la hauteur HMT ;
- Meilleur rendement ;
- Vérifier la condition de non cavitation ;
- Encombrement et poids les plus faibles ;
- Vitesse de rotation la plus élevée ;
- Puissance absorbée minimale ;
- Etre fabriquée en série.

V.3.Choix du nombre de pompes

Le choix de nombre de pompes se fait sur la base du plusieurs critères, qui sont :

- Nombre de pompes minimal ;
- Meilleur rendement ;
- Charge nette d'aspiration requise (NPSH)_r minimale ;
- Nombre d'étage minimal ;
- Puissance absorbée minimale ;
- Dans la présente étude on opte pour les pompes centrifuges italiennes de marque CAPRARI .

V.4.Les modes de couplage des pompes

Les pompes peuvent être couplées en série ou en parallèle selon le but recherché, augmenter la hauteur ou le débit. Les couplages existants sont :

V.4.1.Couplage en parallèle

Dans ce cas on a :

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

-Ce type de couplage est utilisé pour refouler un débit variable à une hauteur constante.

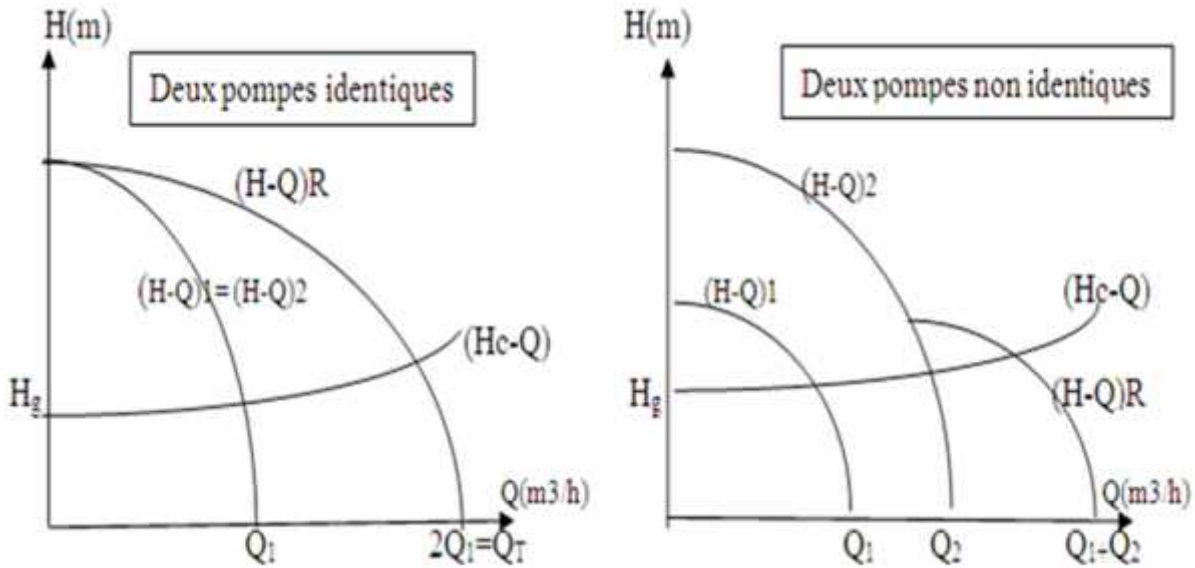


Figure V.1: Couplage de deux pompes en parallèle

V.4.2.Couplage en série

Dans ce cas :

- Le refoulement de la première pompe débouche dans l’aspiration de la seconde ;
- Le même débit traverse les deux pompes et les hauteurs d’élévation produites par chaque groupe s’ajoutent ;
- Ce type de couplage est utilisé pour refouler un débit sensiblement constant à une hauteur importante.

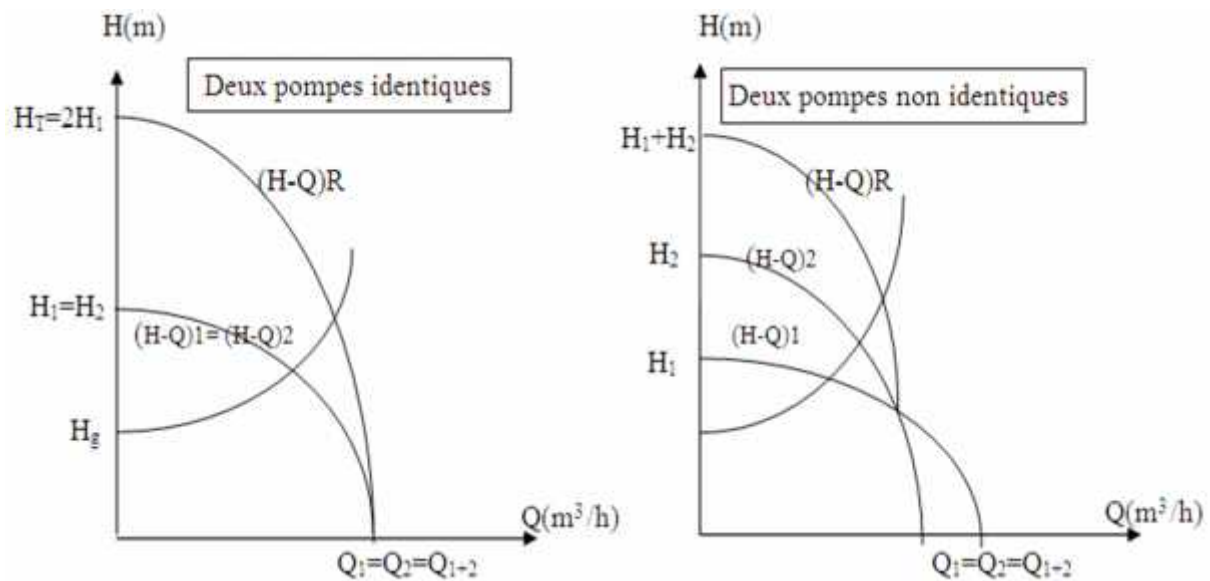


Figure V.2: Couplage de deux pompes en série.

V.5.Dimensionnements des stations de pompage

V.5.1.Refolement SP1– SP2

On note le nombre, le type et les caractéristiques des pompes dans le tableau V.1

Tableau V.1: *Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre de la station (SP1)*

n	Q appelé (m ³ /h)	HMT appelée (m)	Type de pompe	η (%)	HMT (m)	Vitesse (tr/min)	N ^{bre} d'étage	P _{abs} (Kw)	(NPSH) _r (m)
2	280.4	155.17	PM150/5E	77.4	155	1750	5	200	3.16
3	202.8	155.17	PM125/5A	75.2	162	1750	5	132	3.6
4	149.9	155.17	PM100/2C	77.5	160	3500	2	110	4.99
5	124.4	155.17	PM125/8A	74.6	163	1750	8	90	1.88
6	97.24	155.17	PM100/7A	74.9	158	1750	7	75	2,24

D'après le tableau V.1 on déduit que la variante de quatre (04) pompes est la meilleure du point de vue : nombre d'étage, rendement et la puissance absorbée.

On opte pour un nombre de pompe de six y compris deux pompes de secours. Ces six (06) pompes sont identiques de type PM100/2C.CAPRARI.

V.5.2.Refolement SP2–réservoir tampon

On note le nombre, le type et les caractéristiques des pompes sont dans le tableau V.2 :

Tableau V.2: *Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre de la station (SP2)*

n	Q appelé (m ³ /h)	HMT appelée (m)	Type de pompe	η (%)	HMT (m)	Vitesse (tr/min)	N ^{bre} d'étage	P _{abs} (Kw)	(NPSH) _r (m)
2	304.2	143.92	PM150/5E	77.5	148	1750	5	200	3.57
3	175.1	143.92	PM125/4A	76.3	141	1750	4	110	2.75
4	140.3	143.92	PM100/2D	76.7	144	3500	2	90	4.48
5	125.7	143.92	PM100/2D	75.4	149	3500	2	75	4.1
6	91.02	143.92	PM100/6A	76	143	1750	6	55	2,17

D'après le tableau V.2 on déduit que la variante de quatre (04) pompes est la meilleure du point de nombre d'étage, rendement et la puissance absorbée.

On opte pour un nombre de pompe de six y compris deux pompes de secours. Ces six (06) pompes sont identiques de type PM100/2D.CAPRARI.

V.6. Courbes caractéristiques des pompes

Les courbes caractéristiques de la pompe [H-Q], [Pabs - Q], [η_p - Q] et [(NPSH)r - Q] Sont retirées à partir du logiciel de CAPRARI.

Ces courbes sont Représentées par la figure V.3 pour la première station de pompage et la figure V.4 pour la deuxième station.

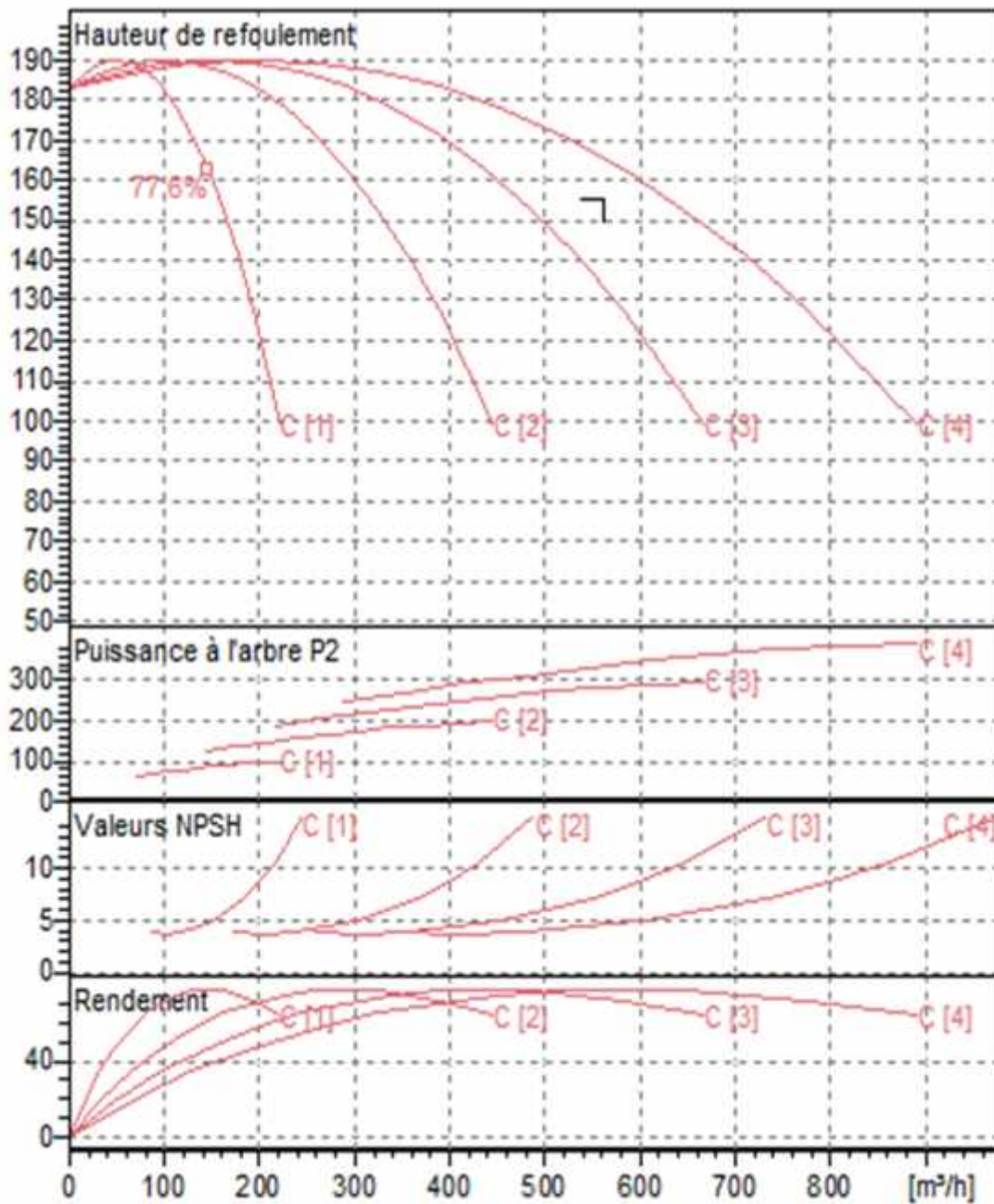


Figure V.3 : Les courbes caractéristiques de la pompe (SP1) de type PM100/2C.CAPRARI.

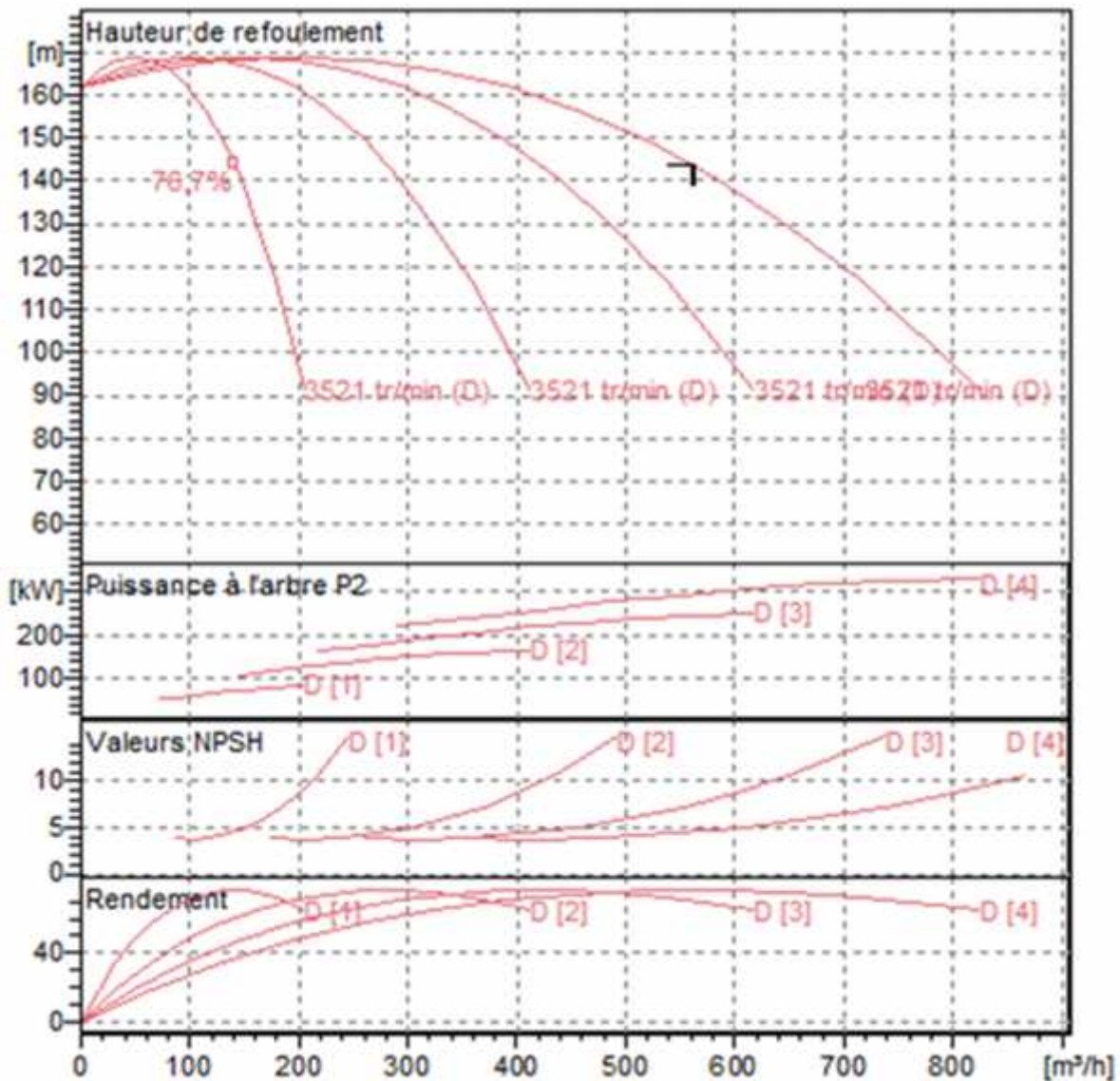


Figure V.4 : Les courbes caractéristiques de la pompe (SP2) de type PM100/2D.CAPRARI.

V.7.Point de fonctionnement

Le choix de la pompe ne suffit pas pour juger son bon fonctionnement, il faut compléter ce choix par la détermination du point de fonctionnement qui est obtenue par l’intersection de la courbe caractéristique de la pompe installée en fonctionnement [H-Q] avec la courbe caractéristique de la conduite véhiculant un débit de la pompe en fonctionnement [Hc-Q].

La courbe caractéristique de la pompe est donnée par le constructeur ou par les essais de pompage tandis que la courbe caractéristique de la conduite est déterminée par l’installateur de la pompe.

La pompe fonctionnera dans de bonnes conditions si le point de fonctionnement se trouve dans la zone non cavitationnelle et le débit lui correspondant dans la plage de bon fonctionnement pour un rendement optimal

V.8.Courbe caractéristique de la conduite

La courbe caractéristique de la conduite est une parabole de la fonction suivante :

$$H_c = H_g + \Delta h_t \quad (V-1)$$

Avec :

H_g : hauteur géométrique (m)

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

$$\Delta h_t = 1,1 * \Delta h_p^{lin} \quad (V-2)$$

Avec :

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

$$\Delta h_p^{lin} = \frac{8 * \lambda * L_{ref} * Q^2}{f^2 * g * D_{ec}^5} \quad (V-3)$$

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 (m3/s)

D_{ec} : diamètre économique de la conduite de refoulement (m)

g : accélération de la pesanteur (m/s²)

V.8.1.Refoulement SP1–SP2

Tableau V.3: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP1- bâche de SP2)

N°	Q (m ³ /h)	4Q (m ³ /s)	H _g (m)	L _{ref} (m)	D _{ec} (mm)	λ	Δh_p^{lin} (m)	Δh_t (m)	H _c (m)
1	0	0	118	3360	300	0,012	0	0	118
2	10	40	118	3360	300	0,012	0,169	0,186	118,186
3	20	80	118	3360	300	0,012	0,678	0,745	118,745
4	30	120	118	3360	300	0,012	1,525	1,677	119,677
5	40	160	118	3360	300	0,012	2,711	2,982	120,982
6	50	200	118	3360	300	0,012	4,236	4,659	122,659
7	60	240	118	3360	300	0,012	6,099	6,709	124,709
8	70	280	118	3360	300	0,012	8,302	9,132	127,132
9	80	320	118	3360	300	0,012	10,844	11,928	129,928
10	90	360	118	3360	300	0,012	13,724	15,096	133,096
11	100	400	118	3360	300	0,012	16,943	18,637	136,637
12	110	440	118	3360	300	0,012	20,501	22,551	140,551
13	120	480	118	3360	300	0,012	24,398	26,838	144,838
14	130	520	118	3360	300	0,012	28,634	31,497	149,497
15	140	560	118	3360	300	0,012	33,208	36,529	154,529
16	150	600	118	3360	300	0,012	38,122	41,934	159,934
17	160	640	118	3360	300	0,012	43,374	47,712	165,712

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés sur la figure V.5.

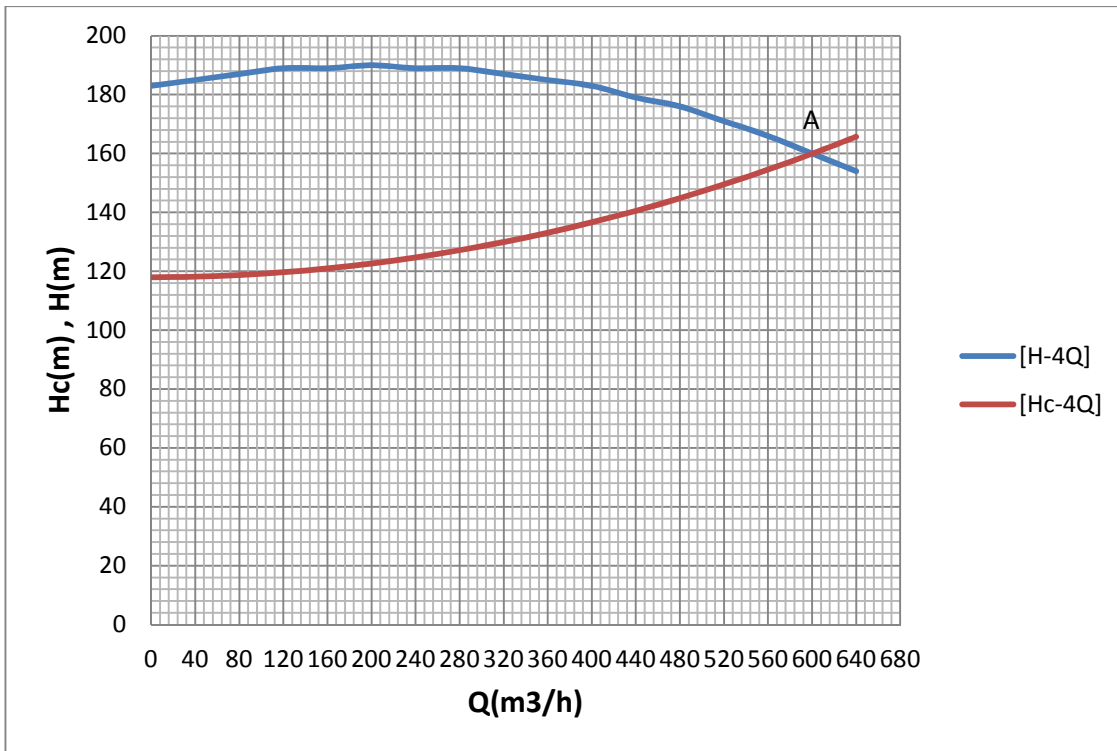


Figure V.5: Point de fonctionnement des pompes de la SP N°1

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

$$\begin{cases} Q_A = 600\text{m}^3 / \text{h} > Q_{app} = 561.6\text{m}^3 / \text{h} \\ H_A = 160\text{m} > H_{app} = 155.17\text{m} \end{cases}$$

Le débit et la hauteur manométrique correspondant au point de fonctionnement étant respectivement supérieurs au débit et à la hauteur manométrique appelés, une adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement s'impose.

V.8.2. Refoulement SP2-réservoir tampon

Tableau V.4 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP2- réservoir tampon)

N°	Q (m ³ /h)	4Q (m ³ /s)	H _g (m)	L _{ref} (m)	D _{ec} (mm)	}	Δh_p^{lin} (m)	Δh_t (m)	H _c (m)
1	0	0	123	1891	300	0,0122	0	0	123
2	10	40	123	1891	300	0,0122	0,097	0,107	123,1066
3	20	80	123	1891	300	0,0122	0,388	0,427	123,4266
4	30	120	123	1891	300	0,0122	0,872	0,960	123,9597
5	40	160	123	1891	300	0,0122	1,551	1,706	124,7062
6	50	200	123	1891	300	0,0122	2,424	2,666	125,666
7	60	240	123	1891	300	0,0122	3,490	3,839	126,839
8	70	280	123	1891	300	0,0122	4,750	5,225	128,2253
9	80	320	123	1891	300	0,0122	6,204	6,825	129,8249
10	90	360	123	1891	300	0,0122	7,852	8,638	131,6377
11	100	400	123	1891	300	0,0122	9,694	10,664	133,6639
12	110	440	123	1891	300	0,0122	11,730	12,903	135,9033
13	120	480	123	1891	300	0,0122	13,960	15,356	138,356
14	130	520	123	1891	300	0,0122	16,384	18,022	141,0219
15	140	560	123	1891	300	0,0122	19,001	20,901	143,9012
16	150	600	123	1891	300	0,0122	21,812	23,994	146,9937
17	160	640	123	1891	300	0,0122	24,818	27,299	150,2995
18	170	680	123	1891	300	0,0122	28,017	30,819	153,8186
19	180	720	123	1891	300	0,0122	31,410	34,551	157,5509

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés par la figure V.6.

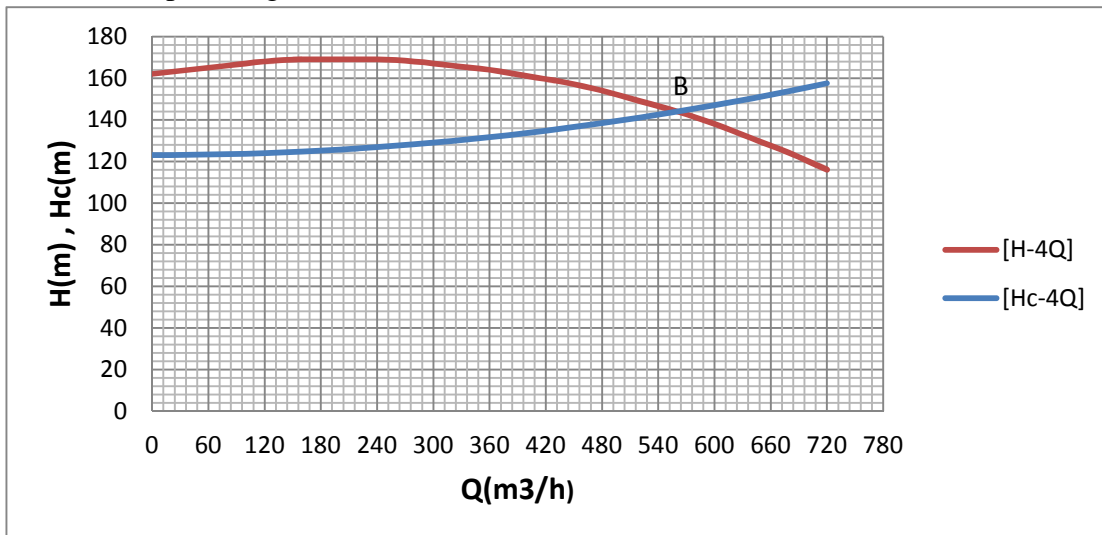


Figure V.6: Point de fonctionnement des pompes de la SP N°2

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

$$\begin{cases} Q_B = 560m^3 / h \cong Q_{app} = 561.6m^3 / h \\ H_B = 144m = H_{app} = 144m \end{cases}$$

Le débit et la hauteur manométrique correspondant au point de fonctionnement étant respectivement égaux au débit et hauteur appelé, par conséquent aucun réglage n'est nécessaire.

V.9. Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement données

Selon le débit demandé ou appelé, soit plus petit ou plus grand que celui qui est disponible, on distingue les modes de réglage suivants :

a) Débit disponible > Débit appelé

Si le débit pompé est supérieur à la demande on corrige cet excès par un des modes de réglage suivants :

Réglage qualitatif : c'est la réduction de la vitesse de rotation de la pompe si elle est variable c'est à dire qu'on a un moteur à vitesse variable.

Réglage quantitatif : appelé aussi vannage, c'est la fermeture partielle du robinet vanne de refoulement.

Le rendement de l'installation après vannage est tel que :

$$y_{ap,van}^{inst} = y_{av,van}^{inst} \frac{H_{app}}{H_{app} + h_v} \quad (V-4)$$

Où :

$y_{ap,van}^{inst}$: Rendement de l'installation après le vannage (%) ;

$y_{av,van}^{inst}$: Rendement de l'installation avant le vannage (%) ;

H_{app} : hauteur manométrique appelée (m) ;

h_v : différence entre la hauteur H^c et la hauteur appelée.

$$h_v = H^c - H_{app} \quad (V-5)$$

H^c : hauteur correspondant à la projection du débit appelé sur la courbe caractéristique de la pompe (H-Q)R (m).

Diminution de temps de pompage : dans le cas où le pompage s'effectuerait dans un réservoir.

Le nouveau temps de fonctionnement de la station est tel que :

$$t' = \frac{Q_{app}}{Q_{pf}} * t \quad (V-6)$$

t : temps prévu de fonctionnement de la station de pompage par jour (h);
 t' : nouveau temps de fonctionnement de la station de pompage par jour (h);
 Q_{pf} : débit correspondant au point de fonctionnement de la pompe (m³/h).

Changement du type de la pompe : dans le cas où c'est possible.

b) Débit disponible < Débit appelé

Dans ce cas-là, il faut faire un réglage soit

Qualitatif : augmentation de la vitesse de rotation de la pompe.

Changement de type de pompe.

Remarque :

On étudie les différents modes de réglage possibles pour opter au mode occasionnant la chute de rendement la plus faible et la puissance absorbée la plus faible.

Dans notre cas, les modes de réglage à étudier sont :

- le vannage.
- rognage.
- Diminution de temps de pompage.
- Diminution de la vitesse de rotation.

V.9.1. Refoulement : SP1 - Bâche SP2

a) Vannage

$$H_c' = 160\text{m} \quad (\text{figure V.5}).$$

$$h_v = 160 - 155.17 \Rightarrow h_v = 4.83 \text{ m.}$$

$$y_{av,van}^{inst} = 77.5\%$$

$$y_{ap,van}^{inst} = 77.5 * \frac{155.17}{155.17 + 4.83} \Rightarrow y_{ap,van}^{inst} = 75.16\%$$

Apartir de la formule IV.11 (chapitre IV), on détermine la nouvelle puissance absorbée, sachant

$$Q = \frac{Q_{app}}{n}$$

que :

Avec :

n : nombre de pompes en parallèle ;

$$Q = \frac{561.6}{4} \Rightarrow Q = 140.4 \text{ m}^3 / \text{h}$$

$$\text{Ainsi :} \quad P_{abs} = \frac{9,81 \times 39 \times 10^{-3} \times 155.17}{0,7516} \Rightarrow P_{abs} = 78.98 \text{ Kw.}$$

On opte pour le réglage par Vannage car ceci nous donne une puissance absorbée minimale.

b) Mode de réglage par rognage

C'est la diminution de diamètre de la roue pour diminuer le débit jusqu'au débit demandé.

Ce type de réglage est l'application de la relation de continuité $Q=V \times S$.

On utilisant les lois de similitude, on obtient l'équation de la droite de rognage:

Pour calculer le nouveau diamètre on utilise les lois de similitude :

b.1.Détermination du rendement de rognage

Pour calculer le nouveau diamètre on utilise les lois de similitude :

$$\left\{ \frac{Q_B}{Q_{App}} = \right\}^2 \quad (1)$$

$$\left\{ \frac{H_B}{h_{App}} = \right\}^2 \quad (2)$$

Q_{App} : Débit appelé par la pompe

Q_B : Débit du point de fonctionnement

$$H_B = \frac{h_{App}}{Q_{App}} \cdot Q_B$$

De (1) et (2) on aura :

C'est une équation d'une droite de la forme :

$$H_B = a \cdot Q_B$$

En outre

$$\frac{Q_{App}}{Q_B} = \left[\frac{D}{d} \right]^2 \quad \Rightarrow \quad D = d \cdot \sqrt{\frac{Q_{App}}{Q_B}}$$

Avec :

q : débit appelé par la pompe (m³/s)

Q : débit du point de fonctionnement (m³/s)

d : diamètre de la roue à rogner (mm)

D : diamètre de la roue après rognage (mm)

$$\text{Avec} \quad \left\{ \begin{array}{l} \left[\frac{d}{D} \right]^2 = \frac{1}{m^2} \\ R \% = (1-m) \cdot 100 \end{array} \right.$$

Avec:

m : coefficient de rognage

R% < 15 : c'est bon, sinon il faut opter pour une autre solution.

Remarque : Si le rendement de rognage est inférieur à 15% alors le rognage est efficace.

L'équation de la droite de rognage est telle que :

$$H = \frac{155.17}{561.6} \times Q \Rightarrow H = 0,276 \times 140.4 = 38.79[\text{m}]$$

Avec :

Q : le débit refoule par une seule pompe en (m³/h).

Le débit de point d'intersection 'E' est $Q_B = 600$ m³/h (d'après Figure V.05).

Donc, le diamètre de la roue après rognage sera :

$$D = 300 \times \frac{561.6}{600} = 28 \text{ mm ;}$$

Le coefficient de rognage est :

$$m = \frac{561.6}{600} = 0.967 ;$$

Le rendement de rognage est : $R = (1 - 0.967) \times 100 = 3.97 \% < 15\%$

Le rognage est une solution efficace.

Le rendement après rognage est : 73.53%

La puissance absorbée

$$P_{\text{abs}} = \frac{9,81 \times 39 \times 10^{-3} \times 155.17}{73.53 \times 10^{-2}} = 116.72 \Rightarrow P_{\text{abs}} = 80.74 \text{ kw}$$

c) Diminution de temps de pompage

Dans le cas où le pompage s'effectuerait dans un réservoir.

Le nouveau temps de fonctionnement en (h) de la station est tel que :

$$t' = \frac{Q_{\text{app}}}{Q_B} \times t$$

t' : Nouveau temps de fonctionnement de la station de pompage par jour (h);

t : temps prévu de fonctionnement de la station de pompage par jour (h); pour notre cas 20h/j.

Q_B : débit correspondant au point de fonctionnement de la pompe (m³/h).

Q_{app} : débit appelé ou demandé (m³/h)

$$t' = \frac{561.6}{600} \times 20 = 0.936 \times 20 = 18\text{h } 43' 12''$$

La nouvelle puissance absorbée par la pompe sera, sachant que 'Q' représente le débit refoulé par une seule pompe est

$$Q = \frac{561.6}{4} = 140.4 \text{ m}^3/\text{h} \Rightarrow Q = 39 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$$

Donc :

$$P_{\text{abs}} = \frac{9,81 \times 39 \times 10^{-3} \times 155.17}{77.5 \times 10^{-2}} = 102,85 \Rightarrow P_{\text{abs}} = 76.6 \text{ kw}$$

d) Réglage par diminution de la vitesse de rotation

La nouvelle vitesse de rotation serait :

$$n = 3500 \times \frac{155.17}{160} \Rightarrow n = 3446.76 \text{ tr/mn;}$$

Le rendement après réglage est :

$$\eta_{\text{ap}} = \eta_{\text{av}} \times \frac{H_{\text{app}}}{H_B} = 77.5 \times \frac{155.17}{160} = 75.16 \% ;$$

La puissance absorbée est :

$$P_{\text{abs}} = \frac{9,81 \times 39 \times 10^{-3} \times 155.17}{75.16 \times 10^{-2}} = 78.98 \Rightarrow P_{\text{abs}} = 78.98 \text{ kw.}$$

Tableau V.5: *Calculs des prix d'énergie pour différents modes de réglage.*

Mode de réglage	(%)	Pab (Kw)	Prix d'énergie (DA)
Par vannage	75.16	78.98	2692507.18
Par diminution de temps de	77.5	76.06	2592961.46
Par rognage	73.53	80.74	2752507.34
Par diminution de la vitesse de	75.16	78.98	2692507.18

A partir du tableau V.5, on déduit que le mode de réglage par diminution de temps de pompage est le meilleur

V.10. Etude de cavitation

La cavitation est la perturbation du courant liquide juste à l'entrée de la pompe en fonctionnement, cela se produit lorsqu'à une température constante, la pression absolue est inférieure ou égale à la tension de vapeur d'eau.

V.10.1. Les effets de la cavitation peuvent être très néfastes pour la pompe

La création de bulle de vapeur à l'aspiration s'accompagnant de leur condensation brutale dans ou en sortie de la roue, lorsque la pression remonte implosion des bulles de vapeur au niveau de la roue.

- vibrations anormales ;
- bruit anormal ;
- destruction des garnitures d'étanchéité suite aux vibrations ;
- chute du débit pompé lorsqu'il apparaît le phénomène de cavitation.

La cavitation peut être prévue par le calcul du NPSH disponible à l'aspiration de la pompe, et sa comparaison avec le NPSH requis par la pompe. Afin d'éviter le phénomène de cavitation, la condition suivante doit être vérifiée :

$$(NPSH)_d > (NPSH)_r$$

(NPSH)_r : Charge nette d'aspiration requise, elle est fournie par le constructeur ;

(NPSH)_d : Charge nette d'aspiration disponible, elle est fournie par l'installateur.

$$(NPSH)_d = (NPSH)_r + r$$

r : marge de sécurité, $r = (0,3 - 0,5) \text{ m}$.

Pour notre calculs, on prend : $r = 0,3 \text{ m}$.

V.10.2. Choix du nombre de collecteurs d'aspiration et leur dimensionnement

Le nombre des collecteurs d'aspirations = nombre des pompes

La conduite d'aspiration doit être placée sur une butée

La conduite d'aspiration est dimensionnée de sorte à éviter la cavitation et la formation de Vortex, c'est pour cela qu'on doit impérativement avoir une vitesse d'aspiration admissible.

$$Da = (1,2 - 1,5) \text{ da}$$

da : diamètre de la tubulure d'aspiration ; d'après logiciel (CAPRARI) égale à 125 mm ;
 Da=1,5*125 = 187.5mm. Le diamètre normalisé est égale à 200mm.

Vérification de la vitesse :

La vitesse de l'écoulement dans les conduites doit être vérifiée par les fourchettes suivantes :

$$V_a = (0,7 - 1) \text{ m/s} \quad \text{pour } D_a \leq 250 \text{ mm}$$

$$V_a = (1 - 1,5) \text{ m/s} \quad \text{pour } 250 \leq D_a \leq 800 \text{ mm}$$

$$V_a = (1,5 - 1,8) \text{ m/s} \quad \text{pour } D_a > 800 \text{ mm}$$

$$V_{asp} = \frac{Q}{S} = \frac{4Q}{\pi D^2} = \frac{4 \cdot 0,0404}{\pi \cdot 0,2^2} = 1,28 \text{ m/s}$$

La condition de la vitesse d'écoulement n'est pas vérifiée.

Dans notre cas on a $D_a < 250 \text{ mm}$ donc il faut prendre $V_a = (1 - 1,5) \text{ m/s}$

Donc on prend $V_{asp} = 1,485 \text{ m/s}$ et on cherche le diamètre qui correspond la vitesse

$$D_a = \frac{\sqrt{4 \cdot Q}}{\pi \cdot V_{asp}} = \frac{\sqrt{4 \cdot 0,156}}{3,14 \cdot 1,485} = 300 \text{ mm.}$$

$D_a = 300 \text{ mm.}$

On a $V_{asp} = 1,485 \text{ m/s}$ donc le diamètre 300 mm pour le collecteur d'aspiration

V.10.3. Calcul de la hauteur d'aspiration admissible

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.

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

$$(NPSH)_d = \frac{P_{at}}{\rho g} - \frac{P_v}{\rho g} - \sum h_p^{asp} - \frac{V_{asp}^2}{2g} - h_{adm}^{asp} = (NPSH)_r + 0,3$$

$$\Rightarrow h_{adm}^{asp} = \frac{P_{at}}{\rho g} - \frac{P_v}{\rho g} - \sum h_p^{asp} - \frac{V_{asp}^2}{2g} - (NPSH)_r - 0,3$$

V_a : vitesse d'écoulement dans la conduite d'aspiration (m/s) ;

P_{atm} : pression atmosphérique (mce) ;

$$P_{atm} = 10,33 - 0,00139 \times H .$$

Avec : H : altitude de la station en (mNGA).

T_v : tension de vapeur d'eau (mce) ;

Tableau V.6: Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température.

T (°c)	5	10	20	30	40	50	80	100
T_v (mce)	0,09	0,12	0,24	0,43	0,75	1,25	4,82	10,33

La tension de vapeur d'eau sera choisie pour une température de 18°C

h_{asp} : Perte de charge totale du coté aspiration.

$$\Delta h_{asp} = 1,10 - 1,15 \times \Delta h_{asp}^{lin} ;$$

Δh_{asp}^{lin} : Perte de charge linéaire à l'aspiration (m), elle sera estimée pour la conduite d'aspiration.

En utilisant la formule :

$$\Delta h_{asp}^{lin} = \frac{8 \times L \times Q^2}{\pi^2 \times g \times D^5} \quad (V-7)$$

Avec :

L : longueur de la conduite d'aspiration, L = 10 m ;

D : diamètre de la conduite d'aspiration (m), Da=200mm

Q : débit refoulé (m³/s) ,

V.10.4. 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 pour qu'elle fonctionne sans le moindre risque de cavitation.

Pour les installations en aspiration :

$$Z_{axe} = Z_{min} - h_{asp}^{adm} + r ;$$

Z_{axe} : Niveau de l'axe de la pompe (m.NGA) ;

r : marge de sécurité, r = (0,1 – 0,3) m.

Z_{min} : Niveau minimal du plan d'eau d'aspiration (m.NGA) ;

$$Z_{min} = C_p + h + h_{inc} ;$$

C_p : côte du plan d'eau dans le réservoir (mNGA) ;

h : hauteur d'eau dans le réservoir (m) ;

h_{inc} : hauteur d'incendie dans le réservoir (m).

a-station de pompage N°1

La charge nette d'aspiration requise : (NPSH)_r = 4.99 m.

La pression atmosphérique : $P_{at} = 10,33 - 0,00139 \times 728$ $P_{at} = 9.318$ mce.

La tension de vapeur d'eau à une température $T^\circ = 18^\circ C$ $T_v = 0,216$ mce.

Donc, le diamètre de la conduite d'aspiration : Da = 200 mm.

Diamètre du collecteur d'aspiration :

Pour Da = 200 mm, la vitesse sera :

$$V_{asp} = \frac{4 \cdot Q}{f \cdot D_a^2} = 1,28 \text{ m/s (cette vitesse est admissible).}$$

$$\Delta h_{asp}^{lin} = \frac{8 \times L \times Q^2}{\pi^2 \times g \times D^5} \Rightarrow \Delta h_{asp}^{lin} = 0,056 \text{ m.}$$

La perte de charge totale à l'aspiration

$$h_{asp} = 1,1 \times 0,056 = 0,061 \text{ m.}$$

La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{asp}^{adm} = 9.308 - 0.216 - 0.061 - \frac{1.28^2}{2 \times 9,81} - 4.99 - 0.3 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = 3.66 \text{ m ;}$$

Pour éviter toutes risques de cavitation il respectée l'inégalité suivante

$$(NPSH)_d > (NPSH)_r$$

$$(NPSH)_d = \frac{P_{at}}{\rho g} - \frac{P_v}{\rho g} - \sum h_p^{asp} - \frac{V_{asp}^2}{2g} - h_{adm}^{asp}$$

$$(NPSH)_d = 9.308 - 0.216 - 0.061 - 0.0835 - 3.66 = 5.29$$

Notre pompe est loin de risque de cavitation

-Le niveau minimum du plan d'aspiration :

$$z_{\min} = 726 \text{ m.}$$

-La côte de l'axe de la pompe :

$$z_{\text{axe}} = 726 + 3.66 + 0,3 = 729.96 \Rightarrow z_{\text{axe}} = 729.96 \text{ m. NGA;}$$

Donc, la pompe doit être calée à une côte de 729.96 m. pour éviter la cavitation.

La charge nette d'aspiration requise : $(\text{NPSH})_r = 4.48 \text{ m.}$

b-station de pompage N°2

La pression atmosphérique : $P_{\text{atm}} = 10,33 - 0,00139 \times 844 \quad P_{\text{at}} = 9.156 \text{ mce.}$

La tension de vapeur d'eau à une température $T^\circ = 18^\circ \text{C} \quad T_v = 0,216 \text{ mce.}$

Donc, le diamètre de la conduite d'aspiration : $D_a = 200 \text{ mm.}$

Diamètre du collecteur d'aspiration :

Pour $D_a = 200 \text{ mm}$, la vitesse sera :

$$V_{\text{asp}} = \frac{4.Q}{f.D_a^2} = 1,28 \text{ m/s (cette vitesse est admissible).}$$

$$\Delta h_{\text{asp}}^{\text{lin}} = \frac{8 \times L \times Q^2}{\pi^2 \times g \times D^5} \Rightarrow \Delta h_{\text{asp}}^{\text{lin}} = 0,056 \text{ m.}$$

La perte de charge totale à l'aspiration

$$h_{\text{asp}} = 1,1 \times 0,056 = 0,061 \text{ m.}$$

La hauteur d'aspiration admissible

$$h_{\text{asp}}^{\text{adm}} = 9.156 - 0.216 - 0.061 - \frac{1.28^2}{2 \times 9,81} - 4.48 - 0.3 \Rightarrow h_{\text{asp}}^{\text{adm}} = 4.015 \text{ m;}$$

$$(\text{NPSH})_d = 9.156 - 0.216 - 0.061 - 0.0835 - 4.015 = 4.78 \text{ m}$$

Notre pompe est loin de risque de cavitation

-Le niveau minimum du plan d'aspiration

$$z_{\min} = 844 \text{ m.}$$

-La côte de l'axe de la pompe

$$z_{\text{axe}} = 844 + 4.015 + 0,3 = 448.315 \Rightarrow z_{\text{axe}} = 448.315 \text{ m}$$

Donc, la pompe doit être calée à une côte de 448.315 m. pour éviter la cavitation.

V.11. Choix du moteur électrique

Il existe plusieurs critères liés au choix du moteur.

V.11.1. Critères de choix du moteur électrique

Les critères de choix du moteur électrique sont :

Puissance absorbée minimale ;

Position de l'arbre de transmission horizontale ou verticale ;

Tension d'alimentation en fonction de la puissance du moteur et de l'investissement.

V.11.2. station de pompage N°1**-Vitesse de rotation du moteur**

La vitesse de rotation du moteur est donnée comme suit :

$$N_m = N_p \pm 200 ;$$

Où:

N_m : vitesse de rotation du moteur (tr/mn) ;

N_p : vitesse de rotation de la pompe (tr/mn),

$$N_m = 3500 \pm 200 \text{ tr/mn}$$

- Puissance fournie par le moteur

La puissance qui devra être fournie par le moteur en (Watt) est calculée par la formule suivante :

$$P_m = \frac{\varpi \times Q_a \times \text{HMT} \times K}{\eta_p \times \eta_{acc} \times \eta_m} ;$$

Où :

ϖ : poids volumique de l'eau, $\varpi = 9810 \text{ N/m}^3$;

Q_a : débit refoulé par une seule pompe ;

HMT: hauteur manométrique totale minimum (mce);

η_p : rendement de la pompe ; $\eta_p = 77.5\%$

η_{acc} : rendement d'accouplement, $\eta_{acc} = 93\%$;

η_m : rendement du moteur, $\eta_m = (92 - 95)\%$,

On prend : $\eta_m = 93\%$.

K : coefficient correcteur, il est en fonction de la puissance de la pompe ;

Tableau V.7: Coefficient de correction en fonction de la puissance.

P (kw)	1 – 2	2 – 10	10 – 50	50 – 100	100 – 200	> 200
K	2	2 – 1,3	1,3 – 1,2	1,2 – 1,1	1,1 – 1,05	1,05

$$P_m = \frac{9810 \times 0.156 \times 155.17 \times 1.14}{0.775 \times 0.93 \times 0.93} = 403.86 \text{ Kw}$$

V.10.3. station de pompage N°2**-Vitesse de rotation du moteur**

$$N_m = 3500 \pm 200 ;$$

- Puissance fournie par le moteur

$$P_m = \frac{9810 \times 0.156 \times 143.9 \times 1.146}{0.766 \times 0.93 \times 0.93} = 380.93 \text{ kw}$$

V.12. Encombrement des pompes choisies

L'encombrement des pompes choisies sont représenté d'après le logiciel KAPRARI dans la figure V.7:

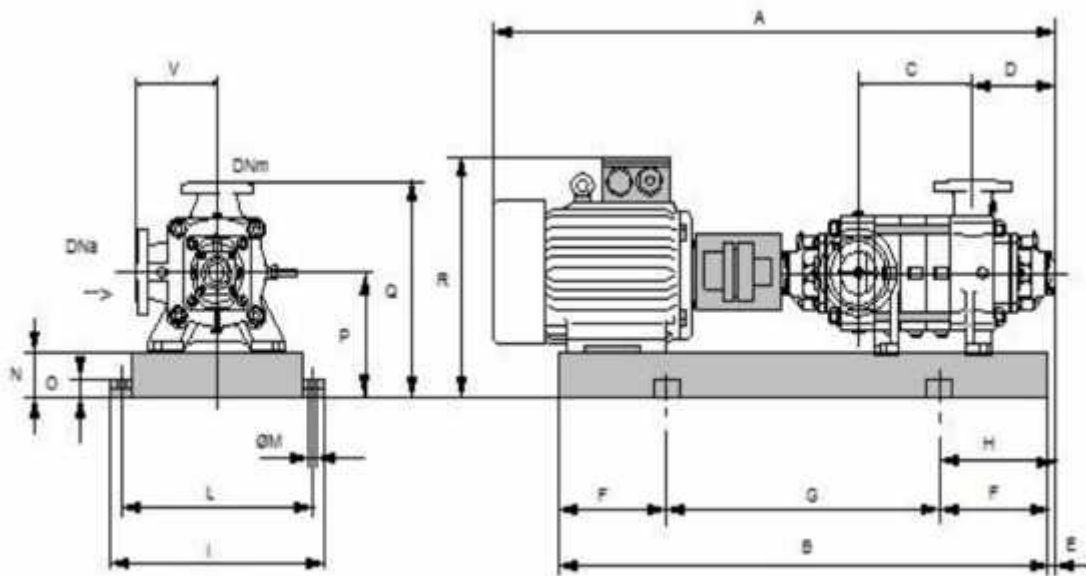


Figure V.7: L'encombrement des pompes choisies d'après le logiciel KAPRARI

Station de pompage N°1

Tableau V.8 : Encombrement de la pompe de type PM100/2C.CAPRARI.

Dimensions (mm)			
A=3067	DNm=150	I=870	P=475
B=2467	E=241	L=820	Q=845
C=860	F=400	M=20	R=941
D=351	G=1667	N=160	V=370
DNa=200	H=641	O=42	

Station de pompage N°2

Tableau V.9 : Encombrement de la pompe de type PM100/2D.CAPRARI

Dimensions (mm)			
A=2040	DNm=100	I=670	P=420
B=1415	E=200	L=620	Q=690
C=170	F=250	M=20	R=860
D=293	G=915	N=140	V=270
DNa=125	H=450	O=45	

V.12. choix du bâtiment

Les critères de choix sont représentés dans le tableau

Tableau V.10 : Choix du type de bâtiment

paramètres	Type de bâtiment.			
	type bloc	bâche sèche	bâche mouillée	de surface/semi enterre.
Q (m3/s).	> 2	< 2	< 6	< 1,5
Type de pompe.	Axial : Horizontal Vertical	Pompes centrifuges	Axial : Vertical	Pompes centrifuges.
had (m).	< 0	< 0 ; > 0	; > 0	> 0
Variation du plan d'eau (m).	1 ÷ 2	1 ÷ 3	/	Importante.

Dans notre cas on a optée pour le type bâtiment de surface pour chaque station de pompage.

V.12.1. Dimensionnement de bâtiment de station pompage

-Station de pompage SP1

a. Hauteur du bâtiment

Elle est calculée par la formule :

$$H_b = H_5 + H_6 + H_7 + H_8 + H_9 \tag{V-8}$$

Où :

$$H_5 = H_p + H_s + H_r \tag{V-9}$$

H_p : hauteur de la pompe,

A.N : H_p = 0.781m

H_s : hauteur du socle =(0.3 -05)m, H_s=0.3m

H_r : hauteur de réserve H_r = 0,5m ;

A.N : H₅ = 0.781 + 0.3 + 0,5 ⇒ H₅ = 1.581 m

H₆ : hauteur réservée à l’homme, H₆=2,2 m ;

H₇ : hauteur du chariot, H₇ = 0,3m ;

H₈ : hauteur profilée, H₈ = 0,8 m ;

H₉ : hauteur de sécurité, H₉ = 0,5m ;

A.N : H_b =1.581 + 2,2 + 0,3 + 0,8 + 0,5 ⇒H_b = 5.381m

Les hauteurs du bâtiment sont normalisées (cas pont roulant) étant normalisées (8.4 -9.6 -12.6 -14 m) on prend comme hauteur du bâtiment H_b =8.4 m.

b. Longueur du bâtiment

Elle est donnée en fonction des paramètres suivants :

$$L_b = n \times L + L_{int}(n-1) + L_{pf} + L_1 + L_3 + L_4 \tag{V-10}$$

n: nombre de pompes, n = 6 (tenant compte les deux pompes de secours).

L : longueur de la pompe et celle du moteur,

A.N : L = 3.067m.

$$L = 6 \times 3.067 \Rightarrow L = 18.4\text{m.}$$

Lint : distance entre deux pompes voisines, $Lint = (0,8-2) \text{ m}$,

On prend : $Lint = 1.5 \text{ m}$.

Lpf: longueur de la plate-forme de montage, $Lpf = 2.5 \text{ m}$.

l1 : distance entre mur et premier organe de la pompe, $l1 = 0,5\text{m}$;

l3 : longueur des accessoires d'aspiration,

l4 : longueur des accessoires de refoulement,

$$l3 + l4 = ltr + ltasp + lc + ldiv \quad (V-11)$$

Où :

ltr : longueur de la tubulure de refoulement, $ltr = 2 \times Dr$

A.N : $ltr = 2 \times 300 \Rightarrow ltr = 0.6 \text{ m}$;

ltasp : longueur de tubulure d'aspiration, $ltr = 2 \times Da$.

A.N : $ltr = 2 \times 200 \Rightarrow ltr = 0.4\text{m}$;

lc : longueur du convergent, $lc = (3.5-4)(Da-da) = 3.5 \times 75 = 0.2625\text{m}$.

ld : longueur du divergent, $ldiv = (3.5-4)(Dr-dr) = 3.5 \times 200 = 0.7\text{m}$.

A.N: $l3 + l4 = 1.9625\text{m}$.

$$Lb = n \times L + Lint(n-1) + Lpf + L1 + L3 + L4$$

A.N : $Lb = 18.4 + 7.5 + 2.5 + 0.5 + 1.9625 \Rightarrow Lb = 30.68 \text{ m}$.

La station de pompage aura une longueur de 31 m.

C. Largeur du bâtiment

Elle est donnée par la relation :

$$lb = l1 + l2 + Lb + Lr + LP \quad (V-12)$$

l1 : distance entre mur et premier organe de la pompe, $l1 = 1.5\text{m}$

l2 = distance entre mur et dernière organe de la pompe, $l2 = 1.2\text{m}$.

Lr : longueur de l'armoire électrique, $Lr = (2-3) \text{ m}$; On prend : $Lr = 2\text{m}$.

Lb : longueur du bureau du personnel, On prend : $Lb = 3.0\text{m}$;

LP : largeur de la pompe et le moteur

On prend : $Lp = 0.87\text{m}$;

A.N: $lb = 8.57\text{m}$.

La station de pompage aura une largeur de 9 m.

d-Dimensions des portes

Porte principale : 3×3 .

Porte du personnel : $2,5 \times 1,6$.

e- Dimensionnement des fenêtres

Il faut avoir un éclairage de surface de (10-15) % de la surface de la station en plus de l'éclairage électrique.

$$SF = 0,15 \times 27 \times 9$$

$$SF = 41.85\text{m}^2$$

Le nombre de fenêtres sera :

$$n = \frac{\sum S_f}{S_f} \quad (\text{V - 13})$$

n : nombre de fenêtres ;

Sf : surface d'une seule fenêtre, Sf = (1,2 * 2.2) ;

$$\text{A.N : } n = \frac{41.85}{1.2 * 2.2} \Rightarrow n = 16 \text{ fenêtres}$$

Station de pompage SP2

a. Hauteur du bâtiment

Elle est calculée par la formule :

$$H_b = H_5 + H_6 + H_7 + H_8 + H_9 \quad (\text{V-14})$$

Où :

$$H_5 = H_p + H_s + H_r \quad (\text{V-15})$$

$$\text{A.N : } H_b = 1.520 + 2,2 + 0,3 + 0,8 + 0,5 \Rightarrow H_b = 5.32\text{m}$$

Les hauteurs du bâtiment sont normalisées (cas pont roulant) étant normalisées (8.4 ; 9.6 ; 12.6 ; 14 m) on prend comme hauteur du bâtiment $H_b = 8.4$ m.

b. Longueur du bâtiment

Elle est donnée en fonction des paramètres suivants :

$$L_b = n \times L + L_{int}(n-1) + L_{pf} + L_1 + L_3 + L_4 \quad (\text{V-16})$$

$$L_b = 12.24 + 7.5 + 0.5 + 2.5 + 2.275 \Rightarrow L_b = 25 \text{ m.}$$

La station de pompage aura une longueur de 25 m.

C. Largeur du bâtiment

Elle est donnée par la relation :

$$l_b = L_1 + L_2 + L_b + L_r + L_P \quad (\text{V-17})$$

$$l_b = 7.68\text{m.}$$

La station de pompage aura une largeur de 8 m.

d-Dimensions des portes

porte principale : 3×3.

Porte du personnel : 2,5×1,6.

e. Dimensionnement des fenêtres

$$SF = 0,15 * 25 * 8 \quad SF = 30\text{m}^2$$

Le nombre de fenêtres sera :

$$n = \frac{\sum S_f}{S_f} \quad (\text{V - 18})$$

$$\text{A.N : } n = \frac{30}{1.2 * 2.2} \Rightarrow n = 12 \text{fenêtres}$$

Tableau V.11: Les dimensions du bâtiment de la station de pompage

N° de la station	Dimensions du bâtiment de la station de pompage						
	Longueur (m)	Largeur (m)	Hauteur (m)	Epaisseur des murs (m)	Fenêtres (m)	Portes (m)	
						secondaire	principale
1	31	9	8.4	40	1,2*2.2	2.5*1.6	3*3
2	25	8	8.4	40	1,2*2.2	2.5*1.6	3*3

V.13.Equipements auxiliaire

Pour le bon fonctionnement d'une station de pompage et pour assurer la sécurité du matériel et du personnel un ensemble d'équipements doit être prévue de manière à ce que leur utilisation soit facile, rapide, et parfois automatique. On peut citer donc :

- Un système de levage ;
- Un système de commande automatique et de contrôle ;
- Un système de ventilation ;
- Un système de d'alimentation en énergie ;
- Un système d'éclairage ;
- Un système anti-incendie.

V.13.1. Système de levage

Le pont roulant est un appareil de manutention permettant le levage et le transfert de charges lourdes.

Les ponts roulants sont généralement installés dans des halls industriels ou leur prolongement est à l'air libre.



Figure V.8. Le pont roulant

V.13.1.1. Dimensionnement du pont roulant

La formule (V.19) va nous permettre de calculer la capacité de portée du pont roulant

$$C=P+20\%P \quad (V-19)$$

Avec :

P : poids de l'élément le plus lourd, dans notre cas c'est la pompe.

Station de pompage N°1

Le poids d'une seule pompe est de 219 kg → $C=262.8$

Station de pompage N°2

Le poids d'une seule pompe est de 200 kg → $C=240\text{kg}$

Donc d'après les résultats trouvés, on devra choisir des ponts roulants qui satisferont cette charge.

V.13.2. Système de ventilation

Le rôle essentiel de la ventilation c'est d'évacuer la chaleur dégagée par l'ensemble des équipements de la station, évacuer gaz en chaud en cas d'incendie. Cette évacuation se fait par le renouvellement de l'air et le remplacé par l'air extérieur frais, et ceci afin de permettre au personnel travaillant dans la station de mieux respirer.

Pour calculer le débit d'air nécessaire à la ventilation nous envisagerons d'utiliser les méthodes suivantes

V.13.2.1. Calcul du débit d'air nécessaire à la ventilation par le taux de ventilation

Ce procédé consiste à calculer le volume total de la salle des machines et à le multiplier par le coefficient K qui est le taux de renouvellement.

$$Q = V.K \quad (V.8)$$

Avec : Q : débit d'air en (m³/h) ;

K : taux de renouvellement par heure (h⁻¹), salle de machines (20-30)

V : volume de la station

Station de pompage N°1

$$V = (31*9*8.4) = 2343.6 \text{ m}^3$$

$$K = 20 \text{ h}^{-1}.$$

$$\text{Donc : } Q = 2343.6 * 20 = 46872 \text{ m}^3/\text{h}$$

Station de pompage N°2

$$V = (25*8*8.4) = 1680 \text{ m}^3$$

$$K = 20 \text{ h}^{-1}.$$

$$\text{Donc : } Q = 1680*20 = 33600 \text{ m}^3/\text{h}$$

V.13.3. Système anti-incendie

Dans une station de pompage, la prévention contre l'incendie comprend les moyens mis en œuvre pour son extinction dans les plus brefs délais,

V.13.4. Système de drainage

Le système de drainage est conçu pour l'évacuation des eaux en cas de réparation, de nettoyage ou de n'importe quel apport d'eau.

V.13.5. Système d'éclairage

Pour que l'équipe de gestion de la station travail dans bonne condition, il faut lui assuré un éclairage, de façon à ce qu'elle puisse voir tous les coins et les angles du bâtiment.

Conclusion

D'après l'étude faite dans ce chapitre, on a adapté pour des pompes centrifuges multicellulaires pour hautes pressions à axe horizontal type CAPRARI pour les deux stations de pompage.

la SP1 sera équipée de quatre pompes de type CAPRARI PM100/2C et une autre identique de secours ;

La SP2 sera équipée de quatre pompes de type CAPRARI PM100/2D et une autre identique de secours.

Ces pompes seront entraînées par des moteurs électriques asynchrones triphasés de même marque, afin d'assurer le bon fonctionnement des pompes tous en tenant compte des effets néfastes de la cavitation.

Protection des conduites contre le coup de bélier et la corrosion

Introduction

La protection contre le régime transitoire et la corrosion doit être effectuée pour les Canalisations en contact avec la terre et fonctionnent en refoulement ou en charge à écoulement gravitaire, dans notre projet d'étude nous avons opté pour des conduites en fonte, mais il est nécessaire de citer quelques types de corrosion avec leur remède.

VI.1. Protection des conduites contre le coup de bélier

VI.1.1. Définition

Le coup de bélier est un phénomène de surpression qui apparaît au moment de la variation brusque de la vitesse d'un liquide, par suite d'une fermeture/ouverture rapide d'une vanne, d'un robinet ou du démarrage/arrêt d'une pompe

Les conduites de refoulement doivent toujours être examinées du point de vue protection contre les coups de bélier .Il en sera de même pour les conduites d'adduction dont le débit se trouve réglé à l'aval par un robinet vanne. [1] [4]

Les caractéristiques d'ouverture et de fermeture de ce robinet vanne sont connue.

VI.2. Les risques dus aux coups de bélier

En pratique les risques dus au coup de bélier sont importants:

VI.2.1. Risque de forte pression

Les surpressions dues aux coups de bélier peuvent être engendrées plus de la pression initiale si leur somme dépasse la pression maximale admissible de la conduite il peut y avoir fissuration de cette dernière et dislocation des joints. [5]

VI.2.2. Pression négative

Cette pression peut apparaître soit après une forte surpression, soit à la suite d'un arrêt instantané d'une pompe si cette pression devient inférieure à -10 m.c.e il se produit une poche de cavitation. Des conséquences néfastes peuvent être créés dans la conduite à la suite de cette pression négative, telle que l'implosion de la conduite, l'aspiration des joints et le décollement de l'enduit de protection interne. [5]

VI.2.3. Fatigues des conduites

Le passage successif d'une surpression à une dépression et inversement peut Provoquer la fatigue des conduites ; ce phénomène est très compliquée dans le cas où les conduites sont enterrées. [5]

VI.3. Moyens de protection contre le coup de bélier :

Les appareils anti- bélier devront avoir pour effet :

- Réduire la pression de l'alimentation en eau, par l'installation d'un régulateur de pression ;
 - Réduire la vitesse du fluide dans la tuyauterie. Afin de réduire l'importance du coup de bélier, certains guides de dimensionnement recommandent une vitesse égale ou inférieure à 1,5 m/s ;
 - Installer des robinets avec une vitesse de fermeture lente ;
 - Utiliser des procédures d'ouverture et de fermeture sur une installation ;
 - L'installation d'une bouteille anti-coup de bélier, également appelée le réservoir d'air ;
- Installer un volant d'inertie sur la pompe qui intervient dans la protection contre les dépressions.

VI.3.1. Les volants d'inertie :

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

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

VI.3.2. Les soupapes de décharge :

Ces appareils sont un organe mécanique, un ressort à boudin ordinairement qui par sa compression obture en exploitation normale un orifice placé sur la conduite au point à protéger.

VI.3.3. Les réservoirs d'air :

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

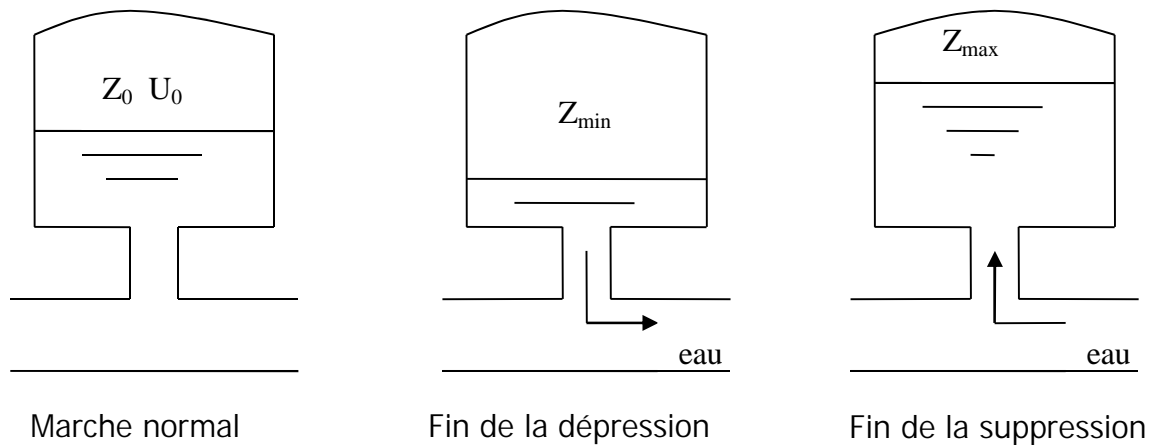


Figure : VI.1 Variation du volume d'air au cours des phases de fonctionnement du réservoir.

VI.3.4. Les cheminées d'équilibre

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

Dans ce projet, on proposera le moyen de protection comme étant le réservoir d'air.

VI.4. Analyse physique du phénomène du coup de bélier

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

VI.4.1. Phase 01

Une onde de dépression prend naissance au départ de la pompe et se propage jusqu'au réservoir à une vitesse où célérité désignée par " c ". Si la distance entre la pompe et le réservoir est L et le temps mis par cette onde pour atteindre le réservoir est $\frac{L}{c}$. Au bout de ce temps la conduite est en dépression sur toute la longueur.

VI.4.2. Phase 02

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

VI.4.3. Phase03

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

VI.4.4. Phase 04

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

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

VI.5.1. Calcul de la célérité d'ondes

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

$$c = \frac{A}{\sqrt{B + K \frac{D}{e}}} (m/s) \tag{VI-1}$$

Où:

c : célérité d'onde.

A: constante déterminé après expérience d'Allievi. A = 9900

B: constante déterminé après expérience d'Allievi. B = 48.3

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

e : épaisseur du tuyau en (m).

K : coefficient dépendant du matériau constituant la canalisation.

Tableau VI.1: coefficient k pour divers matériaux:

Matériau	Acier	Fonte grise	Fonte ductile	Béton	Amiante-Ciment	P.V.C	P.E.H.D
K	0,5	1	0,59	5	4	33	83

VI.5.2. Valeur numérique du coup de bélier :

Le coup de bélier est étudié pour les deux cas :

Cas de la fermeture brusque :

T : inférieur à $\frac{2L}{c}$

La valeur numérique du coup de bélier :

$$B = \frac{cV_0}{g} \quad (\text{m}) \quad (\text{VI-2})$$

Où:

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

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

VI.5.2.2. Cas de la fermeture lente :

Elle est caractérisée par un temps de fermeture supérieure à $\frac{2L}{c}$ c'est-à-dire supérieure à un aller et retour d'onde, la valeur du coup de bélier est donné par la formule de **MICHAUD** :

$$b = \frac{2LV_0}{gT} \quad (\text{m}) \quad (\text{VI-3})$$

L : la longueur de la conduite (m).

Remarque :

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

Pour les conduites de refoulement, il est possible d'avoir comme valeur de la pression dans une conduite :

Cas de la surpression :

$$H_{\max} = Hg + \frac{cV_0}{g} \quad (\text{m}) \quad (\text{VI-4})$$

Cas de la dépression :

$$H_{\min} = Hg - \frac{cV_0}{g} \quad (\text{m}) \quad (\text{V-5})$$

VI.6. Méthodes de calcul du réservoir d'air :

Le calcul du réservoir d'air permet de déterminer les valeurs de la surpression et de la dépression maximales dans les conduites de refoulement et le volume du réservoir d'air.

Comme méthode de calcul, on distingue :

a-Méthode de VIBERT

La méthode de **VIBERT** donne de bons résultats pour les petites installations et risque de donner des volumes de réservoirs d'air important dans le cas de grandes installations.

b-Méthode de BERGERON

La méthode de **BERGERON** est la plus répandue, elle donne de bons résultats que ce soit pour les petites ou pour les grandes installations

c-Méthode de PEUCH et MEUNIER :

L'étude comparative faite par MM. PEUCH et MEUNIER sur tous les abaques existants montre que tous les résultats sont compris dans une fourchette de 10%. Cette précision est suffisante pour faire un dimensionnement industriel et nous choisirons la méthode la plus simple à appliquer.

La méthode de PEUCH et MEUNIER utilise trois nombres adimensionnels qui sont :

K : qui caractérise les pertes de charge ;

A : qui caractérise la conduite de refoulement

B : qui caractérise le volume d'air du réservoir anti-bélier.

Tq:

$$K = \frac{H_{abs} - H_0}{H_0} \quad (VI-6)$$

$$A = \frac{cV_0}{g.H_0} \quad (VI-7)$$

$$B = \frac{V_0^2}{g.H_{abs}} \times \frac{L.S}{U_0} \quad (VI-8)$$

c : célérité d'onde de choc (m/s).

V_0 : vitesse d'écoulement en régime permanent (m/s).

H_0 : pression statique absolue = $H_g + 10$ (m).

H_{abs} : la pression de service absolue.

$$H_{abs} = H_g + h + 10 = HMT + 10 \quad (m). \quad (VI-9)$$

L : longueur total de la conduite de refoulement (m).

S : section de la conduite de refoulement (m).

U_0 : volume d'air initial (m^3).

g : accélération de pesanteur (m/s^2).

Ayant calculé K et A, nous superposerons la famille de courbe B au profil en long de la conduite, et nous choisirons la courbe qui laisse au moins une sécurité de 3m de pression absolue au-dessus du point le plus défavorable du profil ; a valeur de B permet de calculer U_0 sera ainsi déterminé.

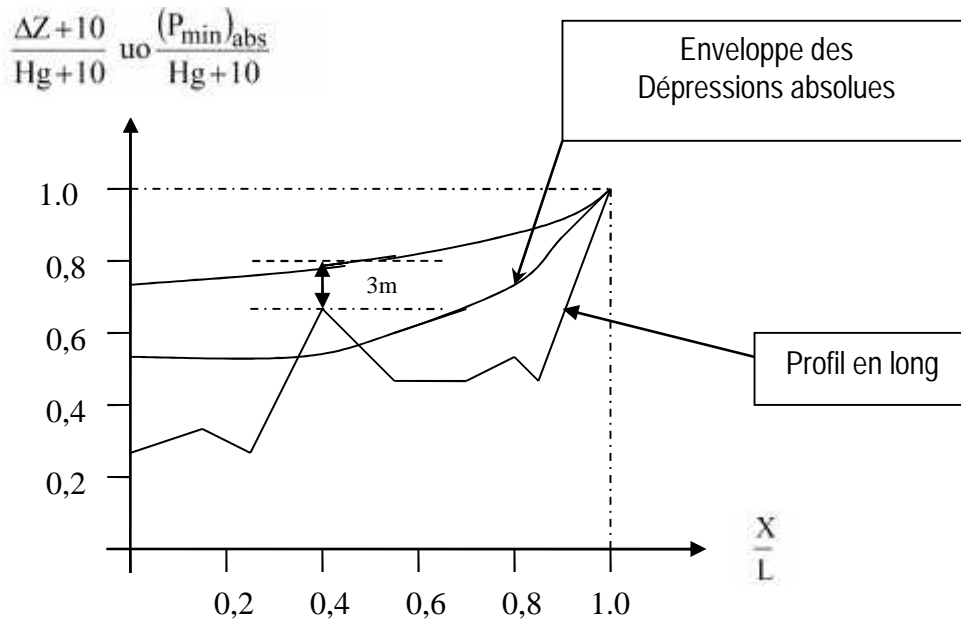


Figure VI.2 profil en long d'une conduite.

VI.7. Calcul du volume de réservoir d'air :(partie refoulement)

VI.7.1. Calcul pour le Tronçon SP1 –SP2 :

Tableau VI.2: caractéristiques de la conduite:

Q (m ³ /s)	DN (mm)	V ₀ (m/s)	Lref (m)	e (mm)	Hg (m)	Hmt (m)
0,156	300	2.2	3360	7.2	118	155.17

Calcul de la célérité "c" :

$$c = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + 0.59 \frac{300}{7.2}}} = 1159.63 \text{m/s}$$

On a HMT = 155.17 m

Hg = 118 m

Tq: la hauteur de refoulement absolu H_{abs} = HMT + 10

H_{abs} = 165.17m

H₀: pression minimal, H₀ = Hg + 10 = 128m

A.N K=0.29 A=2.03

Nous devrions considérer la famille de courbe B pour A=2.03 et K=0,29 mais comme nous ne disposons pas de ces abaques, nous allons superposer le profil en long « absolu » aux familles de courbes (K=0,1 A=2) et (K=0,2 A=2).

Complétons le tableau du profil en long

$$\frac{\Delta Z + 10}{Hg + 10} \text{ ou } \frac{(P_{\min})_{abs}}{Hg + 10}$$

Tableau VI.3 . Tableau du profil en long absolu

Côte z(m)	726	758	754	775	753	779	844
Longueur	0	461	826.4	1512.46	1783.3	2472.5	3360
$\frac{\Delta z + 10}{Hg + 10}$	0.078	0.328	0.297	0.461	0.289	0.492	1
x/L	0	0.14	0.25	0.45	0.53	0.74	1

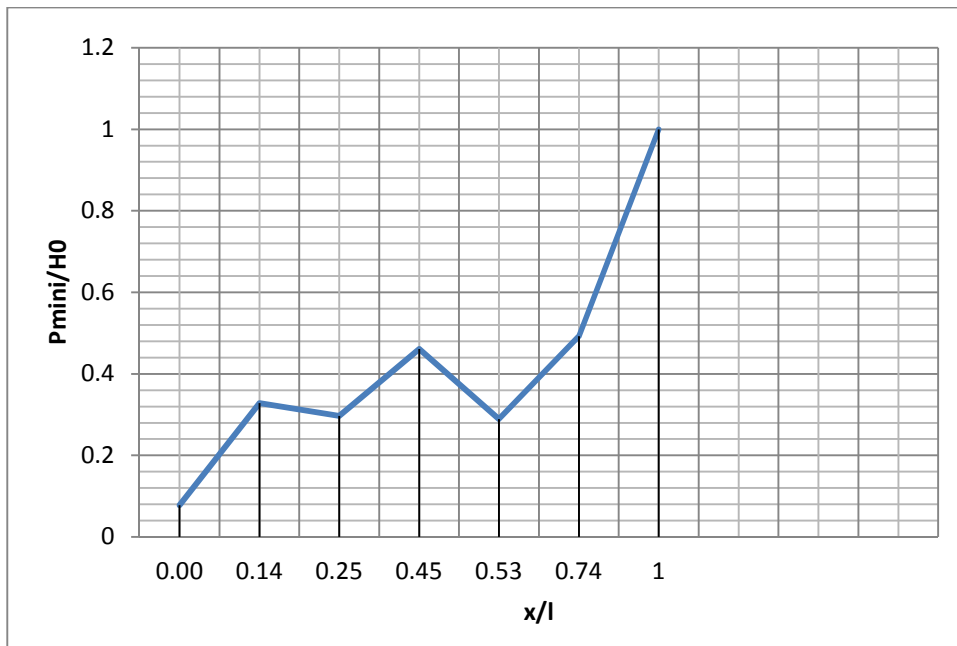


Figure VI.3 : Profil en long absolu (sp1 –sp2)

Après la superposition avec des abaques en annexe (II) et annexe (III), nous optons une valeur moyenne de B=1.625

Cette valeur nous permet de calculer le volume d’air comprimé U_0 en régime permanent :

$$U_0 = \frac{v^2}{gHabs} \frac{LS}{B} \quad (VI.10)$$

A.N

$$U_0 = 0.49 \text{ m}^3$$

Le plus grand volume d’air sera pour la plus faible pression et nous lisons sur le graphique

$$\frac{P_{min}}{H_0} = 0,34 \quad \Rightarrow \quad P_{min} = 43.6$$

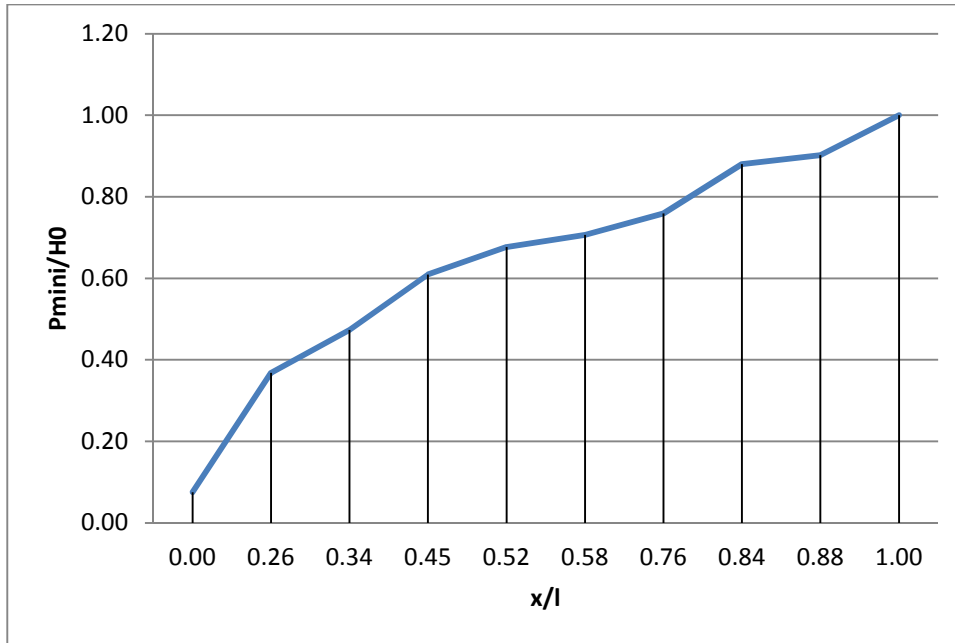


Figure VI.4 : Profil en long absolu (SP2- RT)

Après la superposition avec des abaques en annexe (II) et annexe (III), nous optons pour une valeur de $B=0,6$

Cette valeur nous permet de calculer le volume d'air comprimé U_0 en régime permanent :

$$U_0 = \frac{V^2 LS}{gH_{abs} B} \tag{VI.12}$$

A.N

$$U_0 = 0.35 \text{ m}^3$$

Le plus grand volume d'air sera pour la plus faible pression et nous lisons sur le graphique

$$\frac{P_{min}}{H_0} = 0,6 \quad \implies \quad P_{min} = 79.8$$

L'évolution du volume d'air est intermédiaire entre les lois isotherme et adiabatique, nous avons :

$$P_{min} U_{max}^{1,2} = H_{abs} U_0^{1,2} \tag{VI.13}$$

$$U_{max} = U_0 \left(\frac{H_{abs}}{P_{min}} \right)^{\frac{1}{1,2}}$$

$$U_{max} = 0.6 \text{ m}^3$$

Le volume de réservoir sera majoré de 20 : $V = 0.72 \text{ m}^3$

Selon la brochure de Hydrofort CHARLATTE nous optons deux réservoirs d'air de volume 2000L et 1000L.

L'encombrement du réservoir d'air pour lequel nous avons opté est donné dans la **figure VI.5**

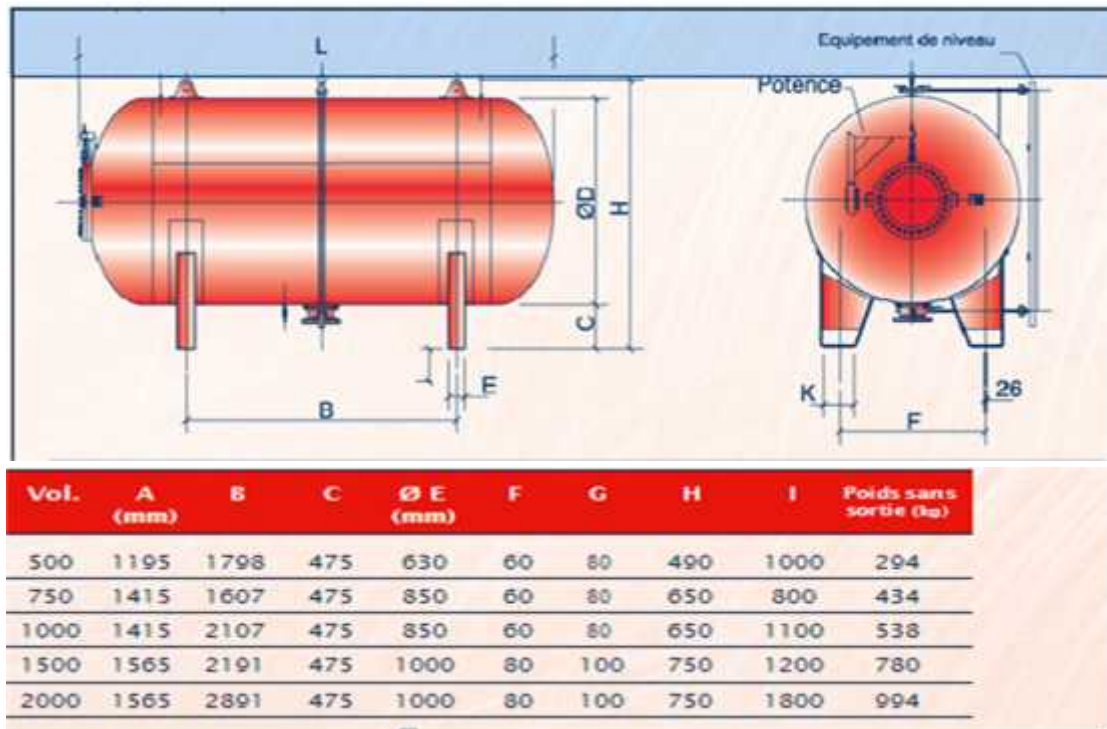


Figure VI.5 : L'encombrement du réservoir d'air

VI.4. Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier

Les conduites gravitaires sont elles aussi menacées par les effets néfastes du coup de bélier de même que dans les conduites en refoulement sauf, qu'il commence par une surpression puis s'achève par une dépression.

Pour la protection de la conduite gravitaire contre le phénomène du coup de bélier, la seule protection consiste en l'étude de la loi de fermeture de la vanne sur cette conduite.

Calcul pour le tronçon : Rtrans-SP1

Notre conduite gravitaire de longueur L= 4428 m, elle a un diamètre D = 450mm. Cette conduite est reliée en amont par le réservoir de transfert et en aval est équipée d'une vanne de fermeture lente.

Application

Tableau VI.6 : Les caractéristiques de la conduite gravitaire.

Conduite	D (mm)	e (mm)	L(m)	V ₀ (m/s)
Rtrans-sp1	450	6.9	4428	0.81

-La célérité d'onde est calculée à l'aide de la formule VI.14 pour les conduites enterrées :

$$C = \frac{\sqrt{K}}{\sqrt{1 + \frac{K * 2 * a * (1 - \hat{m}^2) * (1 - \hat{s})}{(1 - \hat{m}^2) * a * E_s + E_m * e_m * (1 - \hat{s})}}} \tag{VI-14}$$

Avec :

C: célérité d'onde en (m/s) ;

K : Coefficient d'élasticité de l'eau ; $K = 2,07 \cdot 10^9$ Pascal ;

: Masse volumique de l'eau ; $\rho = 1000 \text{ kg / m}^3$;

E_m : module de Young du matériau de la conduite, $E_m = 1 \cdot 10^{11}$ (Fonte Ductile)

E_s : module de Young du sol ; $E_s = 2 \cdot 10^8$ Pascal ;

ν_m : coefficient de poisson du matériau, $\nu_m = 0,3$ (Fonte Ductile)

ν_s : coefficient de poisson du sol entourant la conduite, $\nu_s = 0,33$;

e_m : Epaisseur de la conduite (m), $e_m = 0,0069\text{m}$;

a : rayon intérieur de la conduite 0.225m

$$C = \frac{\sqrt{\frac{(2,07 \cdot 10^9)}{1000}}}{\sqrt{1 + \frac{2,07 \cdot 10^9 \cdot 2 \cdot 0,225 \cdot (1 - 0,3^2) \cdot (1 - 0,33)}{(1 - 0,3^2) \cdot 0,225 \cdot 2 \cdot 10^8 + 10^{11} \cdot 0,0069 \cdot (1 - 0,33)}}} = 986,15 \text{ m / s}$$

Et donc : $b = \frac{CV_0}{g} = 81,42 \text{ m}$

Le temps nécessaire pour que l'onde atteigne la vanne:

$$tr = \frac{2L}{c} \quad (\text{VI.15})$$

A.N $tr = \frac{2 \cdot 4428}{986,15} = 8,98 \text{ secondes}$

- Si $t' \leq \frac{2L}{c}$ le coup de bélier a pour valeur maximale en mètre d'eau :
 $b = \frac{CV}{g}$

- Si $t' > \frac{2L}{c}$ le coup de bélier est moins important et a pour valeur(en mètre d'eau) :
 $b = \frac{2LV}{gt'}$

Nous calculons la valeur de la surpression pour les différents temps de fermeture de la vanne via la formule de MICHAUD :

$$b = \frac{2 \times L \times V_0}{g \times t'} \quad (\text{VI-16})$$

Avec :

$L = 4428 \text{ m}$.

On vérifie la valeur de la surpression pour une durée de fermeture du robinet vanne de 10 minutes (600sec)

On trouve : $b = 1,218 \text{ m}$.

Elle est donc suffisante pour amortir l'effet du coup de bélier

Donc le robinet vanne choisi va remplir correctement son rôle pour la protection de la conduite gravitaire.

Calcul pour le tronçon Rtamp-R souagui A

Notre conduite gravitaire de longueur L= 4693 m, elle a un diamètre équivalent D =386.75 mm.

Application

Tableau VI.7 : Les caractéristiques de la conduite gravitaire.

Conduite	D (mm)	e (mm)	L(m)	V ₀ (m/s)
Rtamp-Rsouagui	386.75	6.9	4693	1.107

-La célérité d'onde est calculée à l'aide de la formule VI.14 pour les conduites enterrées :

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\dots}}}{\sqrt{1 + \frac{K * 2 * a * (1 - \hat{m}^2) * (1 - \hat{s})}{(1 - \hat{m}^2) * a * E_s + E_m * e_m * (1 - \hat{s})}}} = 1000.6m/s$$

Et donc : $b = \frac{CV_0}{g} = 109.13 m$

Le temps nécessaire pour que l'onde atteigne la vanne:

$$tr = \frac{2L}{c} \tag{VI.17}$$

A.N $tr = \frac{2 * 4693}{1000.6} = 9.38 \text{secondes}$

- $t' > \frac{2L}{c}$ le coup de bélier est moins important et a pour valeur(en mètre d'eau) :

Nous calculons la valeur de la surpression pour les différents temps de fermeture de la vanne via la formule de MICHAUD :

$$b = \frac{2 * L * V_0}{g * t'} \tag{VI.18}$$

On trouve : b= 1.706 m.

Elle est donc suffisante pour amortir l'effet du coup de bélier

Donc le robinet vanne choisi va remplir correctement son rôle pour la protection de la conduite gravitaire.

VI.2. Protection des conduites contre la corrosion

Définition

La corrosion est le phénomène de dégradation d'un substrat métallique, sous l'action du milieu ambiant. Elle correspond au retour de la matière à son état le plus stable. Dans le cas du fer, par exemple, la forme stable dans la nature n'est pas le métal mais l'oxyde, c'est pourquoi une pièce en acier exposée sans protection à une atmosphère humide tend à se transformer en rouille (oxyde de fer hydraté).

VI.2.1. Facteurs de la corrosion

La corrosion peut être causée par plusieurs facteurs parmi lesquels, nous avons :

- **Les eaux distribuées** : les eaux ne sont jamais dans des conditions d'équilibre parfait. Les eaux sont soit agressives, soit incrustantes
- **le pH de l'eau** dépend de la teneur en gaz dissout tels que le CO₂ et le H₂S, nous remarquons dans la pratique, si le pH de l'eau est inférieur à 10, l'eau a un effet corrosif vers l'acier. Donc pour diminuer la corrosion, on a intérêt à augmenter le pH de l'eau tout en veillant sur son oxydation.
- **température** : les fortes variations de température entraînent l'accélération de la corrosion, on admet pour une variation de 30°C, le taux de corrosion est multiplié de deux jusqu'à trois fois.
- **nature du sol** : la détermination de l'agressivité du terrain nous ramène à la mesure de sa résistivité électrique par des propriétés chimiques, sa compacité, son aération et son humidité ou dans l'association dans différents terrains.
- **La vitesse de l'eau** : L'excès de vitesse de l'eau dans les conduites, peut contribuer à la destruction du précipité calcique protecteur, il provoque une détérioration des canalisations.

Pour s'opposer à tous ces facteurs et remédier aux problèmes de corrosion, la conduite doit être soigneusement protégée par les moyens d'une protection adéquate.

VI.2.2. Moyens de lutte contre la corrosion externe

La prévention de la corrosion doit commencer déjà dans la phase de la planification. En d'autres mots, on doit prendre en considération la corrosion depuis le début du projet et jusqu'à sa réalisation. Il s'agit de garantir une certaine durée de vie de l'objet, pour un coût minimal, comprenant tant les frais d'investissement que l'entretien. La lutte contre la corrosion englobe les méthodes suivantes :

- Protection par revêtement
- Protection cathodique

a) Protection des conduites avec revêtement bitumeux

Elle consiste à couvrir les canalisations avec une enveloppe isolante, le revêtement peut être :

- Simple** : une couverture par une couche mince d'épaisseur variant entre 2.5 mm et 3mm
- Double** : l'épaisseur est de 5 mm à 6 mm.
- Renforcée** : dans le cas échéant, un renforcement du revêtement est préconisé.

Il se fait par un enroulement de fonte bitumeux autour de la canalisation.

Remarque :

La pose des conduites se fera avec une très grande attention, afin d'éviter la détérioration de la protection.

b) Protection cathodique

Généralement le potentiel de protection par rapport au milieu ambiant doit s'abaisser à une certaine valeur de 0,85 volt pour l'acier par rapport à une électrode de référence (métal plus électronégatif que le fer) ; cette méthode peut se faire de deux façons :

1. soit à relier la conduite d'une part à une source d'énergie électrique et d'autre part à une anode enfouie dans le sol.
2. soit à constituer avec un métal plus électronégatif que le fer, une pile où le fer jouera le rôle de cathode.

Il existe deux cas de protection cathodique :

-Protection cathodique par anode réactive

Ce type de protection consiste à relier de place en place la conduite à une pièce de métal plus électronégatif que le fer, zinc ou magnésium, de façon à former des piles où la conduite jouera le rôle de cathode.

-Protection cathodique par soutirage de courant

C'est le deuxième des cas envisagés et qui consiste à partir d'une source électrique de courant continu à relier la conduite à la borne négative de cette source, la borne positive étant raccordée à une prise de terre constituée ordinairement par deux vieux rails enterrés dans un milieu humide à une distance assez grande de la conduite. Le courant en quittant la prise de terre regagnera le pôle négatif de la source électrique en passant par la conduite et entraînera la dissolution anodique des vieux rails.

VI.6. Protection des conduites contre la corrosion interne

Elle est due à l'agressivité de certaines eaux. Les eaux fortement minéralisées provenant des dépôts sur les parois de la conduite, surtout quand la vitesse d'écoulement est faible, il en résulte des perforations, pour pallier à ce phénomène, il faut :

- Eviter les faibles vitesses d'écoulement ;
- Revêtir soigneusement les conduites intérieurement ;
- Chasser l'air aux points hauts de la canalisation ;
- La pose doit se faire avec soin.

Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons vu deux moyens de protection contre le régime transitoire et la corrosion. Pour le régime transitoire on prévoit l'installation, juste à la sortie des stations de pompage (SP1) et (SP2), deux réservoirs d'air d'une capacité respective 2000 et 1000 litres d'air. Pour la corrosion nous avons adopté une manche en polyéthylène ou une couche de goudron assurant la protection des conduites en fonte ductile, traversant des terrains agressifs.

Pose de canalisation et accessoires

Introduction

Les canalisations sont généralement posées en tranchée, à l'exception de certain cas où elles sont posées sur le sol à condition qu'elles soient rigoureusement entretenues et protégées.

Dans notre projet, nous avons procédé à l'étude d'une adduction. Cependant pour compléter cette dernière, nous ne devons pas négliger les accessoires à utiliser sur nos conduites.

VII. Pose de canalisation

VII.1. Principe de pose de canalisations

Les conduites sont posées généralement en terre, dans une fouille dont le fond a été réglé et nivelé conformément au profil en long définitif de la conduite, la pose se fait selon les étapes suivantes :

1-Réalisation des fouilles

a-Largeur de la tranchée

La largeur de la tranchée doit être au minimum 0,60 m et cela, pour faciliter les travaux. Elle sera calculée en fonction du diamètre de la conduite, en laissant 0,30 m d'espace de chaque côté de celle-ci.

Elle est donnée par la formule :

$$B = D + 2 \times e$$

Si DN 400 : $B = D + (2 \times 0,30) \text{ (m)}$

Si DN > 400 : $B = D + (2 \times 0,50) \text{ (m)}$

-**B** : largeur de la tranchée (m).

-**D** : diamètre de la conduite (m).

b-La profondeur de la tranchée

Elle est déterminée de façon qu'une distance suffisante soit aménagée au-dessus de la génératrice supérieure du tuyau pour assurer la protection de la conduite contre les dégâts qui pourraient être causés par le gel, et ceux d'écrasement sous l'effet de charge et de surcharge, généralement elle varie de 0.8 à 1.20 m.

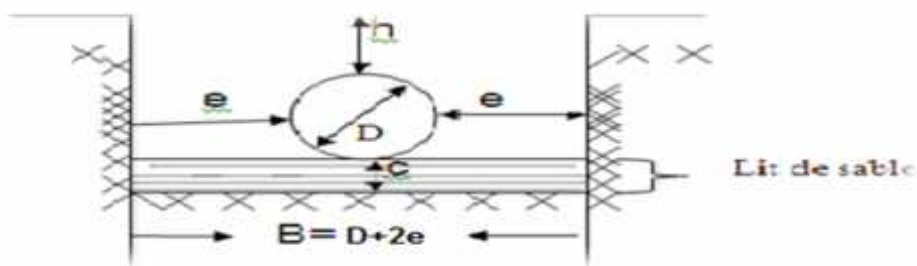


Figure VII.1 : Schéma d'une tranchée.

2. Aménagement du lit de pose

Le fond de la tranchée doit être recouvert d'un lit de pose de 0,10 à 0,20 m d'épaisseur bien pilonné et bien nivelé suivant les côtes du profil en long.

Ce lit est constitué :

- de gravier, dans les terres ordinaires ;
- de la pierre cassée pour former des drains, dans les terrains imperméables ou rocheux ;
- pour des terrains peu consistants, le fond des tranchées sera consolidé Chaque tuyau repose sur deux briques placées sur ce fond, le vide doit être rempli de sable.
- Pour les mauvais terrains on opte pour des dalles en béton.

3. Préparation à la canalisation

Avant la descente en fouille, les tuyaux sont examinés en vue d'éliminer ceux qui auraient subi des chocs pour faciliter le nivellement. La soudure des joints se fera au-dessus de la fouille, où les tuyaux sont maintenus en travers de la tranchée.

4. La mise en place des canalisations

La mise en place des conduites répond aux opérations suivantes :

- Les éléments sont posés à partir de l'aval et l'emboîture des tuyaux est dirigée vers l'amont ;
- Les tuyaux doivent être manipulés avec soin, selon les recommandations du fabricant. Ils doivent être placés dans la tranchée avec un plan adapté à leur poids.
- Chaque élément doit être posé avec précaution dans la tranchée et présenté dans l'axe de l'élément précédemment posé ;

Avant la mise en place, il faut nettoyer le lit des tranchées ;

- Toutes les personnes doivent libérer la section de tranchée dans laquelle le tuyau est posé.
- Une conduite doit être toujours posée avec une légère pente afin de créer des points bas pour la vidange, et des points hauts pour l'évacuation de l'aire entraîner soit lors du remplissage de la conduite soit pendant le fonctionnement.

Le calage soit définitif par remblai partiel, soit provisoire à l'aide des cales ;

- A chaque arrêt de travail, les extrémités des tuyaux non visitables sont provisoirement obturées pour éviter l'introduction des corps étrangers ;

5. Epreuve des joints et canalisation principale

Ces épreuves sont des mises en pression destinées à contrôler l'étanchéité des conduites au fur et à mesure de l'avancement des travaux.

- La pression à exercer est en général égale à une fois et demie la pression à laquelle sera soumise réellement la canalisation.
- Cette pression est appliquée durant tout le temps nécessaire à la vérification, sans que la durée de l'épreuve puisse être inférieure à 30 mn.
- La diminution de la pression ne doit pas être supérieure à 0,2 bars. Cette tolérance étant portée à 0,3 bars pour les conduites de faible pression nominale

6. Remblai des tranchées

Après avoir effectué la pose de canalisations dans les tranchées, on procède au remblaiement par la méthode suivante :

- L'enrobage de (10 : 15 cm) au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite,
- Le matériau utilisé est constitué par des déblais expurgés des pierres grossières ;
- A l'aide des engins on continue à remblayer par des couches successives de 0,25 m compactées l'une après l'autre. Pour cette étape on utilise la terre des déblais ;

Pour que les conduites résistent aux forces extérieures dues à des charges fixes et mobiles et au remblai il faut choisir des matériaux qui garantissent la résistance à ce dernier.

VII.1.2. Pose de canalisation dans un terrain ordinaire

La canalisation est posée dans une tranchée dont sa largeur doit être suffisante d'une façon qu'un homme puisse y travailler sans difficulté, elle est augmentée au diamètre des conduites à mettre en place, la profondeur normale de la tranchée est telle que l'épaisseur du remblai ne soit pas inférieure à 80 cm au-dessus de la génératrice supérieure du tuyau, cette hauteur se justifie par la nécessité de garder la fraîcheur de l'eau pendant les grandes chaleurs et de la mettre à l'abri du gel.

Le fond de la tranchée est recouvert d'un lit de sable d'une épaisseur de 15 à 20cm convenablement nivelé.

Pour plus de sécurité, l'essai de pression des conduites et des joints doit toujours avoir lieu avec remblaiement. L'essai consiste au remplissage de la conduite par l'eau sous une pression de 1,5 fois la pression de service à laquelle sera soumise la conduite en cours de fonctionnement. Cette épreuve doit durer 30 min environ, la diminution de la pression ne doit pas excéder 0,2 Bars.

VII.1.3. Pose de canalisation en galerie

La pose des conduites en galerie présente double avantages de faciliter leur surveillance et d'éviter les tassements de terrain en cas de fuite, ainsi l'ouverture de chaussée à l'occasion des réparations ou de remplacement.

Cette pose est courante dans les villes ou agglomérations disposant déjà de galeries spéciales souterraines (égouts, caniveaux ou galeries spéciales visitables).

Les conduites de diamètre important (sauf aqueducs) doivent être placées sur des madriers (bois de chêne) et calées de part et d'autre pour éviter leur mouvement.

Les canalisations de petit diamètre peuvent être placées dans un fourreau de diamètre supérieur et reposant sur des tasseaux en béton.

Les robinets vannes sont placés dans des regards implantés de part et d'autre de la route. [2]

VII.1.4. Pose de canalisation en pente

Quand la pente dépasse une certaine limite, les frottements entre canalisations et les terres sont insuffisants pour maintenir la conduite, il convient alors d'équilibrer la composante axiale de gravité par l'utilisation de butées d'encrage ou de joints verrouillés, les deux techniques pouvant être associées.

- La pose en pente d'une canalisation peut être faite de deux façons :
- En réalisant des massifs en biton pour chaque tuyau ;
 - En réalisant un massif en biton en tête de tronçon verrouillé.

VII.1.5. Pose de canalisation dans terrain peu consistant

Dans ce cas pour éviter tout mouvement de la canalisation ultérieurement, celle-ci doit être posée sur une semelle en béton armé ou non avec interposition d'un lit de sable.

La semelle peut être continue ou non en fonction de la nature du sol, dans le cas où la canalisation repose sur des tasseaux, ces derniers doivent être placés plus proches des joints et soutenus par des pieux enfoncés jusqu'au bon sol. [2]

VII.1.6. Traversée d'une rivière

La pose de canalisation à la traversée d'une rivière demande certains travaux confortatifs en fonction de l'état de la traversée et de l'importance de l'adduction. L'existence d'un pont-route servira également de support pour la canalisation, ou celle-ci sera accrochée au tablier. Dans le cas où le pont-route n'existe pas la canalisation pourra suivre le lit de rivière, posée sur des ouvrages spéciaux (Tasseaux par exemple) et couverte de tout-venant pour être protégée contre les chocs (Dus à la navigation par exemple). [2]

VII.1.7. Traversée de route

Pour protéger les tuyaux des charges importantes qui peuvent causer des ruptures et par suite des infiltrations nuisibles à la conduite on prévoit les solutions suivantes :

- Des gaines : ce sont des buses de diamètre supérieur dans lesquelles les conduites sont introduites ;
- Par enrobage dans le béton : dans ce cas les tuyaux sont couverts de béton.
-

VII.1.8. Passage de ponts

Franchir un pont avec une canalisation constituée d'éléments emboîtés consiste à résoudre :

- Le support âge ;
- L'absorption des dilatations thermiques du pont et celle de la canalisation ;
- L'encrage des éléments soumis aux poussées hydrauliques ;
- La protection contre le gel si nécessaire.

Il existe deux grands principes de poses que l'on choisit en fonction du type d'ouvrage :

- Canalisation fixée sur l'ouvrage ;
- Canalisation indépendante de l'ouvrage.

VII.1.9. Pose à proximité d'une conduite d'assainissement (même tranchée)

Le cas concerne essentiellement les conduites de distribution souvent jumelées aux conduites d'assainissement, alors les tuyaux d'eau potable devront être posés au-dessus des tuyaux d'eau usée.

VII.2. Butée et amarrage

C'est une disposition spéciale rencontrée dans la pose des conduites utilisées dans les changements de direction.

Afin d'assurer la stabilité et la résistance aux poussées dues à des pressions de l'eau au niveau des coudes, des revêtements et les extrémités où les ruptures pourraient survenir, il y a lieu de construire des massifs en béton qui par leur poids s'opposent au déboitement des joints

VII.3. Accessoires :

Les accessoires sont comme suit :

VII.3.1. Robinets vannes

On prévoit des vannes au niveau de la conduite d'adduction à fin d'isoler les tronçons de la conduite en cas d'avarie, on les place à la sortie de la conduite de départ, chaque (500m) si la longueur de la conduite est très longue.

On distingue les robinets vannes à coin (à opercule) et les vannes papillon.

a) Robinets-vanne à opercule

Ce Sont des appareils de sectionnement qui doivent être complètement ouverts ou fermés. Leur encombrement est considérable Comparé à celui des vannes papillon.

De surcroît, à partir d'un certain diamètre, il convient d'installer des by-pass pour équilibrer les pressions qui s'exercent des deux côtés de l'opercule quand on veut les manœuvrer à partir de la position fermée.



Figure VII.2 : Robinet vanne à opercule (source <http://www.stema-international.com>)

b) Vanne papillon

Appareils de réglage de débit et de sectionnement et dont l'encombrement est faible. Il s'agit d'un élément de conduite traversé par un axe déporté entraînant, en rotation un disque obturateur appelé papillon. Diamètres plus importants de 100 à 2500 mm parfois plus.



Figure VII.3 : Robinets vanne papillon (source <http://www.zdvalve.en.alibaba.com>)

Remarque

Dans notre cas, on prévoit l'installation:

- Des robinets vannes à opercule à la sortie de chaque pompe, sur chaque conduite d'arrivées et de vidange des réservoirs, sur la conduite d'aspiration de chaque pompe et au maximum chaque 400m de la conduite gravitaire et de refoulement.
- Des robinets vannes papillon sur chaque conduite de départ du réservoir.

VII.3.2. Clapets anti retour

Le clapet anti retour est, en apparence, un appareil simple. Schématiquement, il fonctionne comme une porte. C'est un accessoire permettant l'écoulement du liquide dans un seul sens.

Dans la réalité, le clapet doit s'adapter à de nombreux fluides, à des installations très variées présentant à chaque fois des contraintes mécaniques, hydrauliques, physiques ou chimiques différentes. On prévoit l'installation d'un clapet anti retour à la sortie de chaque pompe.



Figure VII.4 : Clapet anti-retour (source <http://www.stema-international.com>)

VII.3.3. Ventouses

Une accumulation d'air peut se faire aux points hauts d'une conduite. La poche d'air provoque des perturbations qu'il s'agit d'éviter : diminution de la section, arrêt complet des débits, diminution de la pression et coups de bélier.

La ventouse évacue l'air emprisonné et garanti ainsi la bonne performance de débit des réseaux, par le fait que l'air ne fera pas une **bulle rétrécissant le diamètre** de passage de l'eau. Les ventouses sont placées sur tous les **points hauts** d'un réseau.

L'évacuation de l'air se fait par l'intermédiaire d'une ventouse qui peut être manuelle ou automatique.

-Une ventouse manuelle est un simple robinet que l'on manœuvre périodiquement.

-Les ventouses automatiques sont des pièces évacuant l'air dès qu'il se forme une poche notable.

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

Remarque

Les ventouses sont généralement placées au point haut de la conduite et après la vanne de sectionnement.

VII.3.4. By-pass

Le by pass est utilisé pour :

-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.

Dans notre cas, les by pass sont placés parallèlement aux vannes de sectionnement se trouvant le long de la conduite gravitaire et de refoulement pour remplir les deux premiers rôles, et à l'intérieur de chambre de vannes pour remplir le troisième rôle. [2]

VII.3.5. Crépines

La crépine évite l'entrée des 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.

VII.3.6. Joints de raccordement

Les longueurs de tuyaux sont assemblées par des joints non verrouillés, verrouillés ou à brides. Les joints verrouillés permettent une auto butée des canalisations, évitant des massifs en béton lourds, encombrants et longs à réaliser.

Les joints les plus utilisés dans notre cas sont :

-le joint à emboîtement à souder;

-le joint automatique;

-le joint Gibault;

- le joint verrouille;
- les joints mécaniques;
- le joint à brides (fixe ou orientable).

VII.3.7. Organes de mesure

a) Mesure de débit

Les appareils les plus utilisés au niveau des installations sont :

- Le diaphragme ;
- Le venturi ;
- La tuyère.

On crée une contraction de la section d'écoulement. Cette contraction entraîne une augmentation de la vitesse d'écoulement au droit de l'appareil se traduisant par une diminution de la pression

La mesure s'effectue avec un capteur de pression différentielle.

b) Mesure de pression

Les appareils utilisés pour la mesure de pression sont :

-manomètres à aiguilles

Dans les manomètres à aiguille, le mouvement est transmis à l'aiguille soit par un secteur denté soit par un levier soit par une membrane.

L'avantage de cette transmission est la facilité d'étalonnage et son inconvénient réside dans usure rapide de la denture surtout si le manomètre subit des vibrations.

- manomètres à soufflet

Ce sont des manomètres dont l'organe actif est un élément élastique en forme de soufflet. Sous l'effet de la pression, le soufflet se déforme dans la direction axiale. Les manomètres à soufflet présentent l'avantage d'éliminer le danger de gel et leur inconvénient réside dans leur sensibilité aux vibrations et au sur chauffage.

VII.3.8. Organes de raccordement

Les organes de raccordement sont nécessaires pour :

- 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. [2]

a-Coude

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.

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 r de : $\frac{1}{4}$ (90°), $\frac{1}{8}$ (45°), $\frac{1}{16}$ ($22^\circ30'$), $\frac{1}{32}$ ($11^\circ15'$).

b- 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 :

-Les cônes à deux emboîtements ;

-Les cônes à deux brides ;

-Les cônes à emboîtement et bride.

c- 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 brides.

Conclusion

Pour assurer le fonctionnement des conduites dans les meilleures conditions, il est impérativement que la pose doit être faite suivant les normes, pour qu'on assure le bon fonctionnement du réseau, rendement voulu et pour augmenter la durée de vie du système.

Gestion du réseau d'adduction

Introduction

Le distributeur d'eau potable a toujours le souci de couvrir les besoins des consommateurs, en quantité et qualité suffisantes. Il a aussi le souci de veiller à la bonne gestion et à la perfection de toutes les infrastructures concourant l'approvisionnement en eau. Dans ce chapitre, nous présenterons les différentes étapes de la gestion des réseaux l'alimentation en eau potable.

VIII.1. But de la gestion

La gestion des réseaux d'alimentation en eau potable a pour objet d'assurer :

- La pérennité des ouvrages par des options de conservation.
- L'entretien courant des réseaux et des ouvrages mécaniques par des interventions de nettoyage, de dépannage et de maintenance.
- L'exploitation par la régulation des débits et la synchronisation, relevage, traitement, stockage et distribution.

VIII.2. Contrôle des ouvrages de stockage

Les réservoirs sont des ouvrages de stockage dont la durée de vie est généralement longue (50 ans minimum) les problèmes d'exploitation où d'entretien peuvent concerner les réservoirs qui trouvent le plus souvent leur origine dans les insuffisances au niveau de la conception.

VIII.2.1. Aspects liés à l'exploitation des ouvrages

Les réservoirs sont des ouvrages qui nécessitent des interventions régulières (opérations courante de surveillance, entretien et nettoyage) où occasionnelle les réservoirs doivent être conçus pour permettre ces interventions avec le maximum de facilité et de sécurité.

Parmi les opérations de contrôle et d'inspection sur les ouvrages de stockage on site :

VIII.2.1.1. Le Contrôle

VIII.2.1.1.1. Contrôle hebdomadaire

- État de propreté, porte, fenêtre et accès, étanchéité de la fermeture.
- Aération, obstruction et détérioration des grilles de protection.
- Turbidité de l'eau.

VIII.2.1.1.2. Contrôle semestriel

- État de l'ouvrage, fissuration.
- Trop plein et vidange, fonctionnement des clapets, nettoyage et écoulement d'eau dans la conduite de drainage.
- Contrôle de l'appareillage de mesure.

VIII.2.1.1.3. Nettoyage

Les opérations de nettoyage et de désinfection des réservoirs comportent des diverses phases, comme le décapage des dépôts et rinçage des parois des poteaux et du radier avec un jet sous pression, on prend soin de ne pas détériorer les revêtements éventuels.

VIII.3. Contrôle des réseaux d'adduction

VIII.3. 1. Entretien des adductions

Les travaux d'entretien du réseau de distribution et de l'adduction concernent les conduites et tous les accessoires qui les accompagnent. Ces travaux sont :

- Surveillance et entretien
- Actions de réductions des pertes.

VIII.3. 1.1. Surveillance et entretien

La surveillance et l'analyse des états physiques, hydrauliques et d'encrassement du réseau permettent de mieux appréhender les problèmes qui surviennent dans le réseau. Cela consiste à :

- Faire un entretien périodique (visite, graissage, révision) des organes mécaniques des appareils de fontainerie ;
- Vidanger et purger les régulateurs de pression ;
- Vérifier le bon fonctionnement des ventouses ;
- Resserrer les presse-étoupe des vannes.

VIII.3.1.2. Actions de réduction des pertes en eau

Pour réduire les pertes en eau dans l'adduction et dans le réseau de distribution, deux actions sont nécessaires pour l'exploitant ; la première, la plus importante est la recherche et la réparation des fuites. La seconde plus ou moins importante est le comptage.

VIII.3.1.2.1. Recherche et réparation des fuites et des pertes

a- Les pertes

-- **Les pertes techniques** : elles sont dues :

- au débordement des réservoirs dues soit mauvais fonctionnement du flotteur ou de la vanne de vidange.
- Aux fuites sur conduites et branchements particuliers engendrées par les casses et leurs différentes causes.
- Aux fuites sur robinets, vannes et colliers dues à un mauvais serrage des joints, des presses étoupe des vannes et des colliers de prise.

-Les pertes administratives

Ce sont les eaux consommées mais non comptabilisées. On citera :

- La consommation des organismes publics,
- La défectuosité ou l'insensibilité des compteurs
- Absence de compteurs chez les abonnés.
- Pertes par branchements illicites.

b- Les fuites

Ce sont des pertes physiques de quelques quantités d'eau, mais qui n'empêchent pas le fonctionnement normal du réseau.

Les fuites sont généralement localisées dans les joints, les vannes, les raccordements, les points de jonction entre deux éléments ou dans le corps même de la conduite.

Cause des fuites

- Rupture ou mauvaise étanchéité des conduites.
- Joints détériorés ou mal exécutés..
- Excès de pression.

Effets des fuites

- Risque de dégradation de la qualité de l'eau suite à l'introduction d'eau polluée. - Perturbation de la circulation suite aux inondations.

VIII.3.1.2.2. Détecte et gestion des fuites

Trouver, quantifier et gérer les fuites est un défi pour la plupart des systèmes d'approvisionnement en eau existants. Elles représentent souvent la plus importante cause des pertes dans le système et peuvent atteindre jusqu'à 30 % de l'eau captée, même dans les systèmes bien gérés. Des taux de fuites de 80 à 90 % ne sont pas rares. Parmi les difficultés à gérer les fuites, on peut noter que :

- Les fuites ne sont pas constantes. Elles augmentent avec la pression dans les conduites ;
- Les divers éléments des systèmes d'alimentation ne sont pas sensibles aux déperditions de la même manière. Il est possible d'identifier, et même, ce qui est préférable, de quantifier les points de vulnérabilité ;
- ;-Les opérations de réparation et de gestion des déperditions sont des investissements rentables. Il s'avère en général moins coûteux de maîtriser les fuites que de prélever dans une nouvelle source d'approvisionnement le volume d'eau équivalent à l'eau économisée.

Plusieurs méthodes ont été développées afin de permettre la détection des fuites et même leur localisation avec une précision plus ou moins grande. Ces méthodes sont classées en trois catégories :

- Méthodes de recherche à grande échelle ;
- Méthodes acoustiques - Méthodes modernes.

a-Méthode de recherche à grande échelle

Elle consiste à calculer la différence entre le volume introduit dans le réseau et le volume consommé et comptabilisé. Une différence de volume permet de soupçonner des fuites d'eau dans l'un des secteurs du réseau.

La méthode fréquemment utilisée pour la délimitation de la zone de la fuite est l'isolement des tronçons soupçonnés de fuite et la pose de compteurs en amont et en aval de ceux-ci. Il reste ensuite à détecter la localisation exacte de la fuite par l'utilisation de méthodes plus fines.

b-Méthodes acoustiques

Les méthodes de détection utilisées sont toutes basées sur le bruit émis par les fuites. L'écoute du bruit causé par la fuite peut se faire soit par contact direct avec la conduite et tout ce qui y est raccordé (entrée de service, vanne, borne d'incendie), soit par écoute sur le sol.

Le bruit de la fuite résulte du choc des molécules d'eau entre elles, de leur frottement contre les parois de l'orifice de la fuite ou finalement du choc de l'eau sur le terrain. L'écoute et l'analyse de ce bruit permettent de déterminer une zone plus ou moins importante de détection de la fuite. Cette zone est embrouillée par le bruit de fond (vent, trafic routier etc.). L'utilisation d'amplificateurs mécaniques ou électroniques ou encore de corrélateurs acoustiques permet l'élimination des bruits parasites.

c-Méthodes modernes

Plusieurs méthodes modernes sont actuellement employées dans la recherche des fuites. On citera :

- Technique de photographie aérienne, notamment dans le domaine de l'infrarouge, la prise de photographies permet de déceler des zones de températures différentes résultant de la fuite ;
- Utilisation des traceurs radioactifs : détection de radioactivité intense aux zones des fuites ;
- Utilisation de caméras qui permettent de déceler les différentes anomalies (glissement de joints, infiltrations d'eaux polluées, branchements clandestins, etc

VIII.3.1.2.3. Réparation des fuites

Après la détection des fuites, on procèdera à sa réparation. Plusieurs dispositions sont à prendre lors de la réparation :

- faire un terrassement profond pour éviter le retour d'eau polluée dans la canalisation après la coupe de la conduite ;
- ne pas procéder à la vidange de la conduite avant la fin du terrassement et le dégagement total du tronçon au droit de la fuite ;

Avant la remise en service de la conduite, il est nécessaire de procéder au contrôle de la qualité de l'eau.

VIII.3.1.2.4. Le comptage

Une partie considérable des pertes d'eau est due au sous comptage. Pour améliorer le comptage de l'eau du réseau, une bonne gestion des compteurs à la production et au niveau des abonnés s'impose. Cela consiste à :

- Vérifier la sensibilité des compteurs individuels ;
- Etendre le comptage dans les bâtiments publics sans compteurs ;
- Installation de compteurs pour les nouveaux abonnés.

VIII.4. Contrôle des pompes :

Le bon fonctionnement de la station de pompage, est assuré par l'exploitation des équipements et la gestion technique des installations, il passe par la recherche d'une adéquation permanente entre ressources en eau et besoins.

VIII.4.1. Maintenance

Pour la maintenance, il est nécessaire de prévoir :

- l'espace utile pour toute opération d'entretien ;
- une prise d'eau claire (hygiène) ;
- une ou des prise(s) de pression pour réception et installation (permanent/transitoires) ;
- une prise de courant pour baladeuse ou outillage électrique ;
- un moyen de levage ou sa possibilité d'installation ;
- une vidange de la conduite de refoulement ;
- la détection de présence anormale d'eau dans le local pompage.

VIII.4.2. Test des pompes

Les caractéristiques des pompes sont déterminées ou confirmées par des tests. Ceux-ci peuvent être effectués pour de nombreuses et différentes raisons et en divers endroits. Dans le but d'obtenir des résultats sans ambiguïté, des standards de tests ont été développés et agréés. Les standards requièrent un matériel contrôlé et calibré et ne sont donc généralement pas applicables directement sur site.

Un fabricant de pompe teste sa production à la fois pour des raisons de conformité et des raisons de qualité. Des tests peuvent être requis pour confirmer que les performances de la pompe correspondent bien à celles annoncées ou pour résoudre un conflit.

Des tests réalisés sur place ne donnent pas une idée exacte des performances de la pompe, car la précision avec laquelle ils sont effectués ne correspond pas à celle imposée par les standards.

Conclusion

Pour assurer une bonne gestion et exploitation de tous les infrastructures d'un réseau d'adduction (réservoirs de stockage, adduction, la station de pompage), il faut respecter les diverses normes et les conditions de fonctionnement, qui faciliteront sa gestion et son entretien.

CONCLUSION GENERALE

Au cours de notre travail, nous avons étudié les installations, les ouvrages de stockage les équipements hydromécaniques nécessaires pour diriger l'eau vers la commune de Souagui à partir de réservoir 2000 m³ de transfert de koudiat acerdoune -boughzoul

Cette étude d'approvisionnement en eau potable est faite pour l'horizon 2035, dont la population de toute la zone d'étude atteindra 55293 habitants.

L'estimation des besoins maximums en eau de consommation indique qu'un débit de 13457.22 m³/j sera nécessaire pour répondre aux besoins de la région d'étude à l'horizon (2035), Vu l'importance de la chaîne d'adduction et la faible capacité de stockage existante nous avons constaté qu'il est nécessaire de projeter deux réservoirs de distribution au niveau de la commune.

La grande différence d'altitude dans la partie refoulement a exigé l'implantation de deux stations de pompage pour élever l'eau jusqu'à le réservoir tampon.

Concernant le réseau d'adductions et le tracé, nous avons essayé de suivre la route parce que le terrain est accidenté dans sa globalité, la protection de ce réseau est pris en considération pour augmenter la durée du vie de ce dernier, elle consiste à faire : la protection contre le régime transitoire, c'est la projection des réservoirs d'air pour la partie refoulement, pour la protection contre la corrosion des conduites, on a abouti à faire une manche en polyéthylène. Au long du réseau d'adduction, on place des ventouses à chaque point haut pour évacuer les bulles d'air qui peuvent survenir à l'intérieur de la conduite, et des vidanges au niveau des points bas.

Enfin, Nous tenons à signaler qu'il est indispensable que les gestionnaires et les exploitants accordent une importance à la maintenance et à l'entretien de l'adduction, des réservoirs et des équipements hydromécaniques des stations de pompage à fin de garantir la pérennité du projet.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

[1] **A.Dupont**: Hydraulique urbaine, ouvrages de transport, élévation et distribution des eaux Tome II, édition Eyrolles, Paris 1977 ;

[2] **B.SALAH** « Polycopie d'Alimentation en Eau Potable», cinquième année, p.11, 27, 29,72, 78, 78a, 140.

[3] **F.VALIRON** « Mémento du gestionnaire de l'alimentation en eau et de l'assainissement», Tome I, 2003, 335pages.

[4]**M. CARLIER** « Hydraulique générale et appliquée », édition Eyrolles, Paris 1972, p.289.

[5] **M.AIT AHCENE**, « Alimentation en eau potable du flanc nord de la wilaya de Tizi-Ouzou à partir du barrage de Taksebt (Adduction : station de traitement - réservoir tampon) », (Mémoire de fin d'étude, ENSH, 2008-2009)

Logiciel

CAPRARI

Annexes

Annexe I

Annexe I: Répartition horaire des pourcentages du débit maximum journalier

Heures	Nombre d'habitants				
	< 10000	10000 à 50000	50000 à 100000	> 100000	Aggl.de type rural
0-1	01	1.5	03	3.35	0.75
1-2	01	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	01	1.5	2.5	3.3	01
3-4	01	1.5	2.6	3.2	01
4-5	02	2.5	3.5	3.25	03
5-6	03	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	05	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.5	6.25	4.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	06
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	07	05	4.4	4.6	8.5
13-14	07	05	4.1	4.55	06
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	05
15-16	4.5	06	4.4	4.7	05
16-17	05	06	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	05	4.5	4.4	06
19-20	5.0	4.5	4.5	4.3	06
20-21	4.5	04	4.5	4.3	06
21-22	03	03	4.8	3.75	03
22-23	02	02	4.6	3.75	02
23-24	01	1.5	3.3	3.7	01
Total	100%	100%	100%	100%	100%

Annexe II

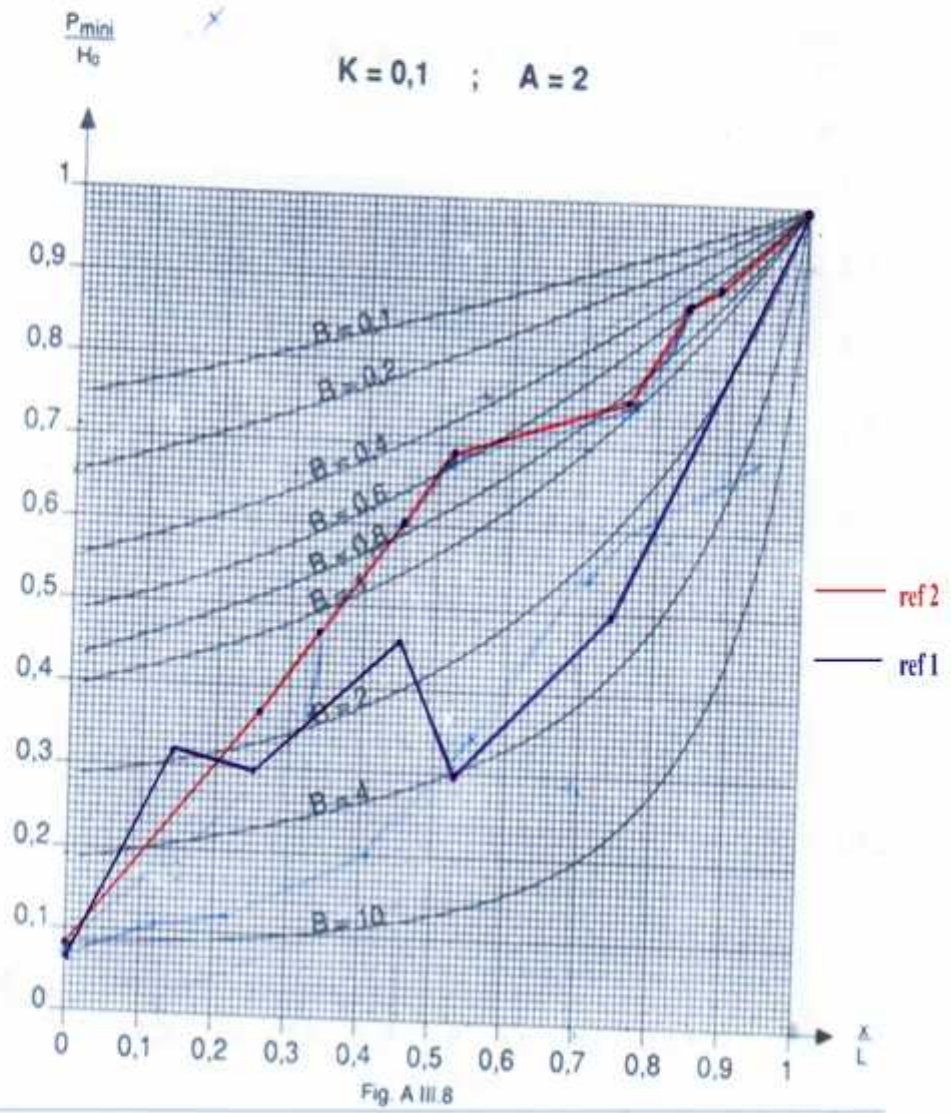


Figure I : abaque de PEUCH et MEUNIER

Annexe III

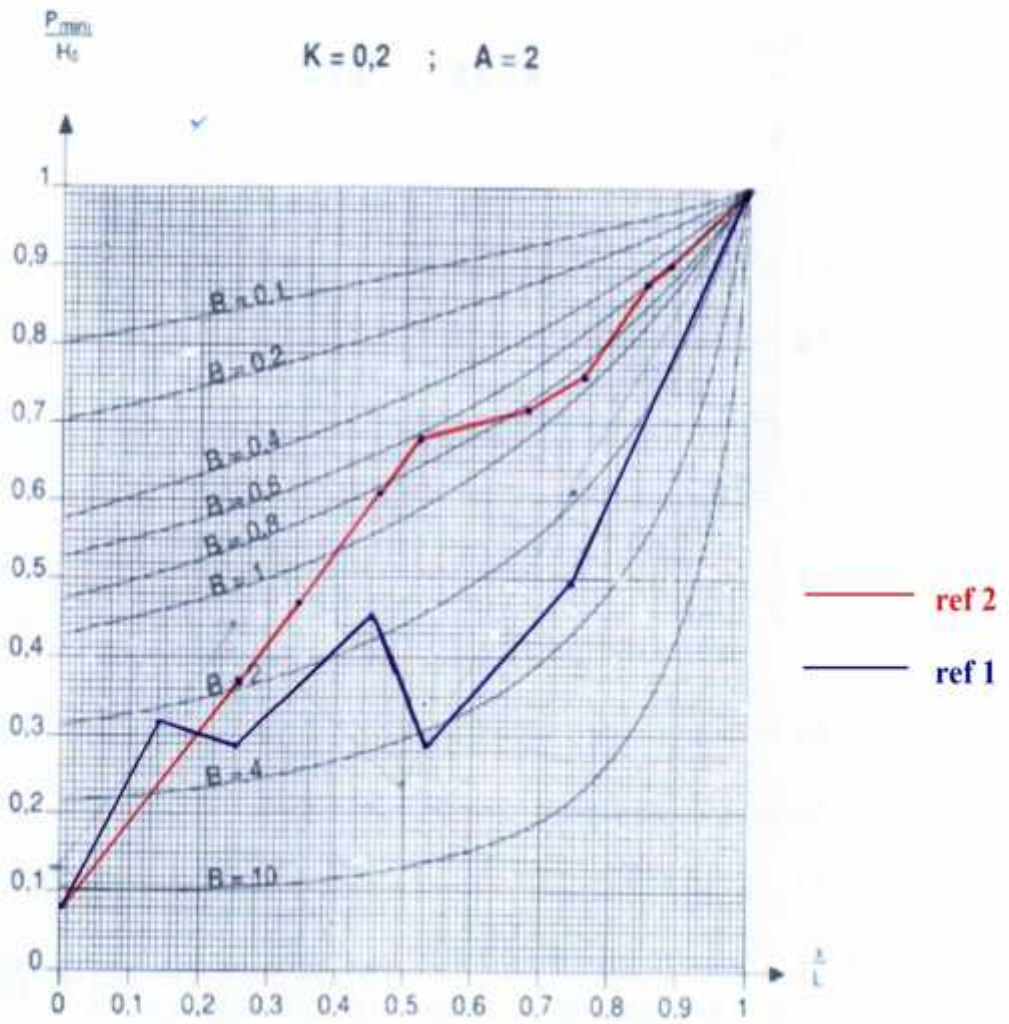


Fig A III 12

Figure II : abaque de PEUCH et MEUNIER