

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Etude de l'adduction d'alimentation en eau potable à partir du barrage Ighil commune Emda vers la commune de Draa-El Gaïd (w. Bejaia) .

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0016-10

APA Citation (توثيق APA):

Belloul, Abdelmalek (2010). Etude de l'adduction d'alimentation en eau potable à partir du barrage Ighil commune Emda vers la commune de Draa-El Gaïd (w. Bejaia)[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Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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، مباحثات، مقالات الدوريات، كتب....) و بثه على الخط.

المستودع الرقمي للمدرسة مبني على المنصة المفتوحة و يتم إدارته من طرف مديرة 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 DE L'HYDRAULIQUE
-ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT DES SPECIALITES

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME
D'INGENIEUR D'ETAT EN HYDRAULIQUE

OPTION : Conception Des Systèmes D'alimentation En Eau Potable

THEME :

**Etude de l'adduction d'alimentation en eau potable à
partir du barrage Ighil Emda vers la commune
Draa El Gaid, wilaya de Bejaia**

Présenté par :
M^r BELLOUL Abdelmalek

Promoteur :
M^r SALAH. B

Devant le JURY composé de :

Président: M^r O. KHODJET -KESBA
Examineurs: M^r M. S. BENHAFID
M^r A. AYADI
M^r B. BOUTAHRAOUI
M^{me} L. TAFAT
M^{me} K. ZERHOUNI

Juin 2010

ملخص :

تقع بلدية ذراع القائد جنوب ولاية بجاية وتعرف حاليا نقصا في احتياج الماء, إن هدف هذه الدراسة هو تدعيم البلدية بالمياه الصالحة للشرب عن طريق أنابيب لمختلف المناطق من سد اغيل أمداء. بعد تقديم المنطقة التي نحن بصدد الدراسة و تقدير حاجياتها من الماء , نختبر شروط إعداد الأنابيب المختلطة لنقل المياه, من الناحية التقنية و الاقتصادية, فهذان الجانبين مرتبطان بينهما. في أنابيب الدفع , المياه ترفع بواسطة محطات الضخ , لذا ندرس محطات الضخ و إعادة الضخ المشكلة لسلسلة انابيب نقل المياه . بعد ذلك ندرس بالتفصيل وسيلة من وسائل حماية أنابيب الدفع خاصة, من ظاهرة انتقالية تدعى المطرقة المائية. و أخيرا نتطرق إلى طريقة انجاز المشروع ومختلف الإمكانيات المسخرة لإنهائه.

Résumé

La commune de Draa el Gaid est située au sud de la wilaya de Bejaia, connaît actuellement des besoins en eau déficitaire. L'objectif de notre étude consiste à approvisionner en eau potable de cette commune avec ses les différentes localités au moyen d'une adduction à partir du barrage Igil Emda.

Après avoir présenté notre zone d'étude et estimé ses besoins en eau, nous examinerons alors les conditions dans lesquelles devra être établie notre adduction mixte (gravitaire-refoulement) du point de vue technico-économique, ces deux aspects étant, en fait, liés entre eux.

Dans la conduite de refoulement, les eaux sont relevées par des stations de pompage, nous étudierons, alors, les conditions d'établissement de ces stations de la chaîne d'adduction.

Nous établirons, par la suite, sur un moyen de protection des conduites de refoulement, en particulier, contre un phénomène transitoire dit : Coup de bélier.

En fin de notre travail, nous aborderons la méthodologie de mise en œuvre du projet et les différents moyens déployés pour son exécution.

Abstract:

The commune of Draa el Gaid is located at the south of the wilaya of Bejaia, currently knows requirements out of overdrawn water. The objective of our study consists in supplying out of drinking water of this commune with its various localities by means of a adduction starting from the stopping Igil Emda.

After having presents our zone of study and estimated its requirements out of water, we will then examine the conditions under which will have to be established our mixed adduction (gravitating-repression) from the technico-economic point of view, these two aspects being, in fact, dependant between them.

In the discharge pipe, water is raised by pumping stations; we will study, then, the conditions of establishment of these stations of the chain of adduction.

We will establish, thereafter, on means of protection of the discharge pipes, in particular, against a said transitory phenomenon: Water hammer.

At the end of our work, we will approach the methodology of implementation of the project and the various means deployed for its execution.

Remerciements

Mes vifs remerciements à monsieur SALAH BOUALEM pour avoir accepté de m'encadrer et pour ses conseils ainsi que sa disponibilité à chaque fois que je sollicite son aide.

Mes remerciements également :

- ✚ A tous ceux qui ont contribué à ma formation et particulièrement les enseignants de l'ENSH.*
- ✚ Aux membres du jury qui me feront l'honneur d'examiner mon travail.*
- ✚ A tous les personnels de la subdivision de l'hydraulique de KHERRATA*

B. Abdelmalek

Dédicace



Je dédie ce travail :

*Avant tout à mes chers parents Noura et Mouhamed,
Qui m'ont soutenue durant toutes ces années de
formation.*

A tous mes frères

A toute la famille BELLOUL.



*A tout mes amis spécialement Brahim, d@hou, Farid, Siham et
les membres de l'association HYDROCLUB et toute ma famille
de l'E.N.S.H.*

*Et a toute la promotion 2009/2010
de l'hydraulique*



B. Abdelmalek

SOMMAIRE

Introduction générale	1
-----------------------------	---

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

I.1.Situation géographique.....	2
I.2.Situation administrative.....	2
I.3.Situation topographique.....	3
I.4.Géologie et hydrographie.....	3
I.5.Situation climatologique.....	3
I.6.Séismicité.....	3
I.7.Situation démographique actuelle.....	4
I.8.Situation hydraulique actuelle.....	5
I.9.Ressources en eau.....	5
Conclusion	5

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

Introduction	6
II.1.Evaluation de la Population future.....	6
II.2.Catégories des besoins en eau.....	7
II.3.L'évaluation de la consommation moyenne journalière.....	7
II.3.2.Les besoins scolaires.....	7
II.3.1. Besoins domestiques.....	8
II.3.3.Besoins sanitaires.....	8
II.3.4.Besoins administratifs.....	8
II.3.5.Besoins socio-culturels.....	9
II.3.6.Besoins du bétail.....	9
II.3.7.Besoins commerciaux et industriels.....	10
II.4.Récapitulation de la consommation moyenne journalière.....	10
II.5. Détermination des consommations maximales et minimales journalières.....	11
II.5.1.Consommation maximale journalière (Q_{maxj}).....	11
II.5.2.Consommation minimale journalière (Q_{minj}).....	11
II.6.Etude des variations des débits horaires.....	12
II.7. Calcul de déficit de consommation.....	22
Conclusion.....	23

Chapitre III : les réservoirs

Introduction	24
III.1.Classification des réservoirs.....	24
III.2.Emplacement des réservoirs	24
III.3.Equipement des réservoirs	25
III.3.1.Généralités	25
III.3.2.Equipements d'intervention	25
III.3.3.Equipements de nettoyage	25
III.3.4.Equipements hydrauliques	25
III.4.Capacité de réservoirs	26
III.5.Principe de calcul	26

III.5.1.La méthode analytique.....	26
III.5.2.Méthode graphique	27
III.6.Dimensionnement des réservoirs du système d'adduction.....	27
III.6.1.Dimensionnement des Bâches de reprises des stations de pompage (SP1,SP2).....	27
a)Bâche de la station de pompage : n°1 (SP1)	28
b) Bâche de la station de pompage n °2 (SP2)	29
III.6.2.Dimensionnement des réservoirs tampons	30
a)Réservoir D'Ighil Laakab.....	30
b) Réservoir de Brezakh.....	30
III.6.3.Dimensionnement des réservoirs terminaux	31
III.6.4.Forme des réservoirs.....	37
Conclusion.....	38

Chapitre IV : Dimensionnement et conception de l'adduction

Introduction	39
IV.1.Les conduites d'adduction.....	39
IV.1.1.Généralité	39
IV.1.2.Types d'adduction	39
IV.2.Choix des matériaux de canalisation.....	39
IV.3.Etude de l'adduction principale	40
IV.3.1.Etude des variantes	40
IV.3.1.1.Proposition de variantes.....	40
a) Variante N°1.....	40
b) Variante N°2.....	40
IV.3.1.2.Analyse et choix de la variante.....	41
IV.3.2. Dimensionnement de l'adduction principale pour les des variantes.....	44
IV.3.2.1.Méthode de calcul	44
IV.3.2.2.Dimensionnement de la Variante N°1.....	45
IV.3.2.2.1.Refoulement : SP1 - bâche de la SP2	45
IV.3.2.2.2.Refoulement : SP2 - Réservoir tampon Berzakh.....	47
IV.3.2.2.3.Dimensionnement de la Variante N°2.....	48
IV.3.2.3.1.Refoulement : SP1 - bâche de la SP2	48
IV.3.2.3.2.Refoulement : SP2 - bâche de la SP3.....	49
IV.3.2.3.3.Refoulement : SP3 - Réservoir tampon Berzakh	51
IV.3.2.4.Bilan total des frais.....	51
IV.3.2.5.Refoulement : PiquageA[PA] –réservoir tampon D'Ighil laakab.....	51
IV.3.2.6.Détermination de diamètre avantageux tronçon (R. d'eau traitée-Bâche SP1).....	52
IV.4.Etude de l'adduction secondaire.....	52
IV.4.1.Proposition de variantes	52
a)Variante N°1.....	52
b) Variante N°2.....	53
IV.4.2.Analyse et choix des variantes	53
IV.4.3.Dimensionnement de l'adduction secondaire (écoulement gravitaire).....	56
IV.4.3.1.Méthode de calcul	56
IV.4.3.2.Calcul des longueurs des différents tronçons.....	57
IV.4.3.3.Les caractéristiques des différents points.....	57
IV.4.3.4.Calcul des diamètres avantageux des tronçons de l'adduction.....	57
IV.4.3.5.Normalisation des diamètres avantageux	58
IV.4.3.6.Principe de fonctionnement d'un régulateur de pression aval.....	58

Conclusion.....	58
-----------------	----

Chapitre V : Etude du pompage

Introduction	59
V.1.Choix de l'emplacement de la station de pompage	59
V.2.Situation des ouvrages	59
V.3.Choix de l'équipement hydromécanique et énergétique.....	59
V.3.1.Généralités.....	59
V.4.Choix du type de pompe.....	59
V.5.Choix du nombre de pompes.....	60
V.5.1.Refolement : SP1-bâche de la (SP2).....	60
V.5.2.Refolement : SP2-réservoir tampon Berzakh	60
V.6.Courbes caractéristiques des pompes.....	60
V.7.Points de fonctionnement des pompes.....	63
a) Courbe caractéristique de la conduite.....	63
b) Pertes de charge singulières.....	63
c) Pertes de charge totales (ΔH_t).....	63
V.7.1.Refolement : SP1- bâche de la (SP2).....	64
V.7.2.Refolement : SP2-réservoir tampon Berzakh.....	64
V.8.Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement données.....	67
A- Débit disponible > Débit appelé	67
B- Débit disponible < Débit appelé	67
V.8.1.Refolement : SP1- bâche de la (SP2).....	68
a) Vannage.....	68
b) Diminution du temps de pompage.....	68
V.8.2.Refolement : SP2-réservoir tampon Berzakh.....	68
a) Vannage.....	68
b) Diminution du temps de pompage.....	69
V.9.Choix du moteur électrique.....	69
V.9.1.Critères de choix du moteur électrique.....	69
V.9.2.Refolement : SP 1 - bâche de la (SP2).....	69
V.9.3.Refolement : SP1 - Réservoir tampon Berzakh.....	69
V.10.Etude de la cavitation	70
V.10.1.Refolement : SP 1 - bâche de la (SP2).....	71
V.10.2.Refolement : SP2-réservoir tampon Berzakh.....	72
Conclusion	72

Chapitre VI : Protection des conduites contre le régime transitoire et la corrosion

Introduction	73
VI.1. Protection des conduites contre le coup de bélier.....	73
VI.1.1.Phénomène du coup de bélier	73
VI.1.1.1.Notions générales.....	73
VI.1.1.2.Risques dus aux coups de bélier	73
a) Cas de la surpression.....	74

b) Cas de dépression.....	74
c) Fatigue de la canalisation.....	74
VI.1.2. Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier	74
a) Réservoirs d'air	74
b) Cheminée d'équilibre	74
c) Soupape de décharge.....	74
d) Volant d'inertie	74
VI.1.3. Calcul des réservoirs d'air.....	75
VI.1.3.1. Dimensionnement des réservoirs d'air	76
VI.1.4. Caractéristiques finales du réservoir d'air.....	78
VI.1.5. détails du réservoir d'air	79
VI.1.6. Installation du réservoir d'air.....	79
VI.2. Protection des conduites contre la corrosion	80
VI.2.1. Facteurs de la corrosion	80
VI.2.2. Moyens de lutte contre la corrosion.....	81
VI.2.3. Protection contre la corrosion de conduites de tuyaux en fonte ductile.....	81
Conclusion	81

Chapitre VII : Organisation de chantier

Introduction.....	82
VII.1. Différents travaux à entreprendre.....	82
VII.1.1. Travaux concernant l'adduction.....	82
VII.1.2. Travaux concernant les stations de pompage.....	83
VII.1.3. Travaux concernant la construction des réservoirs projetés.....	83
VII.2. Calcul des volumes des travaux de l'adduction.....	83
VII.2.1. Déblais d'excavation.....	83
VII.2.1.1. La profondeur de la tranchée.....	84
VII.2.1.2. Largueur de la tranchée	84
VII.2.1.3. Déblais d'excavation de l'adduction secondaire.....	84
VII.2.1.4. Déblais d'excavation de l'adduction principale.....	85
VII.2.2. Lit de sable.....	86
VII.2.3. Volume de la conduite.....	87
VII.2.4. Remblais compacté	88
VII.3. Planification des travaux de l'adduction.....	88
VII.3.1. Définitions des tâches et leurs durées	88
VII.3.2. Planification par la méthode du réseau (la méthode CPM).....	89
VII.4. Choix des engins de terrassement.....	91
VII.4.1. Pelle hydraulique.....	91
VII.4.2. Dozer.....	91
VII.4.3. Chargeur	92
VII.4.4. Compacteur (vibrateur de sol).....	92
Conclusion	93
Conclusion générale.....	94

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Tableau I.1: Précipitations	3
Tableau I.2: Répartition de populations suivant les différentes localités.....	4

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

Tableau II.1: Tableau de répartition de la population à l'horizon du projet.....	6
Tableau II.2: Tableau récapitulatif des besoins domestiques.....	7
Tableau II.3: Tableau récapitulatif des besoins scolaires.....	8
Tableau II.4: Tableau récapitulatif des besoins sanitaires.....	8
Tableau II.5: Tableau récapitulatif des besoins administratifs.....	9
Tableau II.6: Tableau récapitulatif des besoins socioculturels.....	9
Tableau II.7: Tableau récapitulatif des besoins du bétail.....	10
Tableau II.8: Tableau récapitulatif des différentes consommations journalières.....	10
Tableau II.9: Tableau récapitulatif des consommations journalières $Q_{min j}$; $Q_{moy j}$; $Q_{max j}$	11
Tableau II.10: Variations du débit horaire pour la localité (Berzakh).....	13
Tableau II.11: Variations du débit horaire pour les localités (Takliat –Azaghar-Adjoun)	14
Tableau II.12: Variations du débit horaire pour la localité (Dradra –Périphérie Dradra).....	15
Tableau II.13: Variations du débit horaire pour la localité (Snadla).....	16
Tableau II.14: Variations du débit horaire pour la localité (Ouled Saada)	17
Tableau II.15: Variations du débit horaire pour la localité (Ouled N'Seur).....	18
Tableau II.16: Variations du débit horaire pour la localité (Sidi Boubaker).....	19
Tableau II.17: Variations du débit horaire pour la localité (Tizi Lakhmes).....	20
Tableau II.18: Variations du débit horaire pour la localité (Bouzougla).....	21
Tableau II.19: Tableau des déficits à combler à l'an 2025.....	22

Chapitre III : Les réservoirs

Tableau III.1: Evaluation du volume résiduel de la bache (SP1).....	28
Tableau III.2: Evaluation du volume résiduel de la bache (SP3).....	29
Tableau III.3: Evaluation du volume résiduel du réservoir de Snadla.....	31
Tableau III.4: Evaluation du volume résiduel du réservoir d'Ouled saada.....	32
Tableau III.5: Evaluation du volume résiduel du réservoir de Ouled N'Seur.....	33
Tableau III.6: Evaluation du volume résiduel du réservoir de Sidi Boubaker.....	34
Tableau III.7: Evaluation du volume résiduel du réservoir de Tizi Lakhmes.....	35
Tableau III.8: Evaluation du volume résiduel du réservoir de Bouzougla.....	36
Tableau III.9: Tableau donnant les capacités des réservoirs terminaux.....	37
Tableau III.10: Tableau donnant les dimensions des réservoirs terminaux.....	38
Tableau III.11: Tableau donnant les dimensions des bâches de reprise.....	38
Tableau III.12: Tableau donnant les dimensions des réservoirs tampon.....	38

Chapitre IV : Dimensionnement et conception de l'adduction

Tableau IV.1.a: Calcul de la HMT du tronçon SP1 - bache de la SP2	46
Tableau IV.2.a: Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP1 - bache de la SP2	46

Tableau IV.3.a: Calcul des frais d'exploitation du tronçon SP1 - bache de la SP2.....	46
Tableau IV.4.a: Bilan du tronçon SP1- bache de la SP2	46
Tableau IV.5: Calcul de la HMT du tronçon SP3 - Réservoir tampon Berzakh.....	47
Tableau IV.6: Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP3- Réservoir tampon Berzakh....	47
Tableau IV.7: Calcul des frais d'exploitation du tronçon SP3- Réservoir tampon Berzakh.....	47
Tableau IV.8: Bilan du tronçon SP3- Réservoir tampon Berzakh	48
Tableau IV.9.b: Calcul de la HMT du tronçon SP1 - bache de la SP2.....	48
Tableau IV.10.b: Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP1 - bache de la SP2	49
Tableau IV.11.b: Calcul des frais d'exploitation du tronçon SP1 - bache de la SP2.....	49
Tableau IV.12.b: Bilan du tronçon SP1- bache de la SP2	49
Tableau IV.13: Calcul de la HMT du tronçon SP2 - bache de la SP3.....	50
Tableau IV.14: Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP2 - bache de la SP3.....	50
Tableau IV.15: Calcul des frais d'exploitation du tronçon SP2 - bache de la SP3.....	50
Tableau IV.16: Bilan du tronçon SP2-SP3	50
Tableau IV.17: Bilan total des frais d'amortissement et d'exploitation des deux variantes	51
Tableau IV.18: Diamètre normaliser de tronçon (Piquage A [PA] –réservoir tampon D'Ighil laakab).....	52
Tableau IV.19 : Coefficients K' , m , β pour différents types du tuyau	56
Tableau IV.20: Les longueurs des différents tronçons de l'adduction.....	57
Tableau IV.21: Les altitudes des différents points de l'adduction	57
Tableau IV.22: Diamètres calculés pour différents tronçons de l'adduction.....	57
Tableau IV.23: Diamètres normaliser pour différents tronçons de l'adduction.....	58
Tableau IV.24: L'emplacement de réducteurs de pression aval et la pression réduit	58

Chapitre V : Etude du pompage

Tableau V.1: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre da la station (SP1)	60
Tableau V.2: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre de la station (SP2).....	60
Tableau V.3 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP1- bache de la SP2).....	64
Tableau V.4 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP2- réservoir tampon Berzakh).....	64
Tableau V.5: Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température.....	70

Chapitre VI : Protection des conduites contre le régime transitoire et la corrosion

Tableau VI-1 : Avantages et inconvénients des appareils anti-béliers	75
Tableau VI.2: Les caractéristiques des différents tronçons de l'adduction de refoulement	77
Tableau VI.3: Calcul de célérité d'onde des différents tronçons de l'adduction de refoulement.....	77
Tableau VI.4: Calcul de volume des différents réservoirs d'air de l'adduction de refoulement	78
Tableau VI.5: Les dimensions des différents réservoirs d'air de l'adduction de refoulement.....	78

Chapitre VII : Organisation de chantier

Tableau VII.1: Calcul du volume des déblais (adduction secondaires).....	84
Tableau VII.2 : Calcul du volume des déblais (tronçon SP1- bache SP2).....	85
Tableau VII.3: Calcul du volume des déblais (tronçon SP2-Réservoir tampon berzakh).....	86
Tableau VII.4: Calcul du volume du lit de sable	87

Tableau VII.5:calcul du volume de la conduite.....	87
Tableau VII.6:Volumes des travaux de l'adduction.....	88
Tableau VII.7 : temps de réalisation des opérations de l'adduction.....	89
Tableau VII.8 : tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération de l'adduction.....	89

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Figure I.1: situation administrative de la commune.....	2
Figure I.2: Répartition des habitants par localité.....	4

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

Figure II.1: Répartition par localités des déficits à combler à l'horizon 2025.....	22
---	----

Chapitre III : Les réservoirs

Figure III.1: Equipements hydrauliques des réservoirs.....	26
--	----

Chapitre IV : Dimensionnement et conception de l'adduction

Figure IV.1: Schéma vertical de la variante N°1 (adduction principale).....	42
Figure IV.2: Schéma vertical de la variante N°2 (adduction principale).....	43
Figure IV.3.a : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (tronçon SP1- bache de la SP2).....	46
Figure IV.4 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (tronçon SP2 - Réservoir tampon Berzakh).....	48
Figure IV.5 .b: Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (tronçon SP1- bache de la SP2).....	49
Figure IV.6: Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (tronçon SP2 - bache de la SP3)..	50
Figure IV.7: Schéma hydraulique (Piquage A [PA] –réservoir tampon D'Ighil laakab).....	51
Figure IV.8: Schéma vertical de la variante N°1 (Adduction secondaire).....	54
Figure IV.9: Schéma vertical de la variante N°2 (Adduction secondaire).....	55

Chapitre V : Etude du pompage

Figure V.1 : Les courbes caractéristiques de la pompe (SP1) de type CAPRARI PM100/4C.....	61
Figure V.2 : Les courbes caractéristiques de la pompe (SP2) de type CAPRARI PM125/7B.....	62
Figure V.3 : point de fonctionnement des pompes de la (SP1).....	65
Figure V.4 : point de fonctionnement de la pompe pour (SP2).....	66

Chapitre VI : Protection des conduites contre le régime transitoire et la corrosion

Figure VI.1: Planche d'encombrement des réservoirs d'air Hydrofort CHARLATTE.....	79
Figure VI.2: Schéma d'installation du réservoir d'air	80
Figure VI.3 : Installations de tuyaux recouverts d'une protection en polyéthylène.....	81

Chapitre VII : Organisation de chantier

Figure VII.1 : Réseaux à nœuds (méthode CPM) de l'adduction.....	90
Figure VII.2 : Pelle hydraulique.....	91
Figure VII.3 : Bulldozer.....	92
Figure VII.4 : Chargeur.....	92

LISTE DES PLANCHES

Planche N° 1 : Tracé en plan de la conduite d'adduction projetée Draa El Gaid wilaya de Bejaia partie (SP1, SP2)

Planche N° 2 : Tracé en plan de la conduite d'adduction projetée Draa El Gaid wilaya de Bejaia partie (SP2, réservoir tampon Berzakh)

Planche N° 3 : Profil en long de l'adduction partie refoulement (SP1-SP2)

Planche N° 4 : Profil en long de l'adduction partie refoulement (SP2-réservoir tampon Berzakh)

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.

Ce problème qui interpelle plusieurs chercheurs dans le monde est posé avec intensité en ALGERIE.

La collectivité locale de Draa El Gaid a déployé plusieurs efforts pour l'exploitation des ressources souterraines, en l'occurrence la réalisation des forages, seulement les résultats ne sont pas ceux escomptés et plusieurs tentatives sont soldées par des échecs.

Pour remédier à cette situation qui perdure et qui entrave le développement de la commune, et considérant que les hypothèses devant motiver un prélèvement d'eau à partir du barrage D'Ighil Emda sont réunies (indisponibilité d'autres ressources, besoins en eau, potabilité, financement), la direction de l'hydraulique de la wilaya de Bejaia a engagé l'étude et la mise en place d'un système de transfert d'eau du barrage D'Ighil Emda vers la zone de Draa El Gaid.

Le projet a pour but, d'améliorer les conditions de vie des habitants de la commune de Draa El Gaid.

C'est dans ce contexte que s'inscrit notre travail, soit le renforcement de l'AEP de cette commune avec ses différentes localités. .

Vu l'importance du projet, ce mémoire de fin d'étude n'abordera qu'une partie du transfert à savoir l'adduction (Station de traitement du barrage D'Ighil Emda– Réservoir tampon de Berzakh) et se compose de sept chapitres, tous d'une importance majeure, qu'on essayera de développer au maximum.

CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

I.1.Situation géographique

La zone d'étude, objet de notre projet de mémoire de fin d'études, se situe dans la Wilaya de Bejaia, plus précisément dans la commune de Draa El Gaid. Cette dernière se trouve au Sud du chef lieu de wilaya, à une distance de 66km. La superficie de cette commune est de 120.12km².

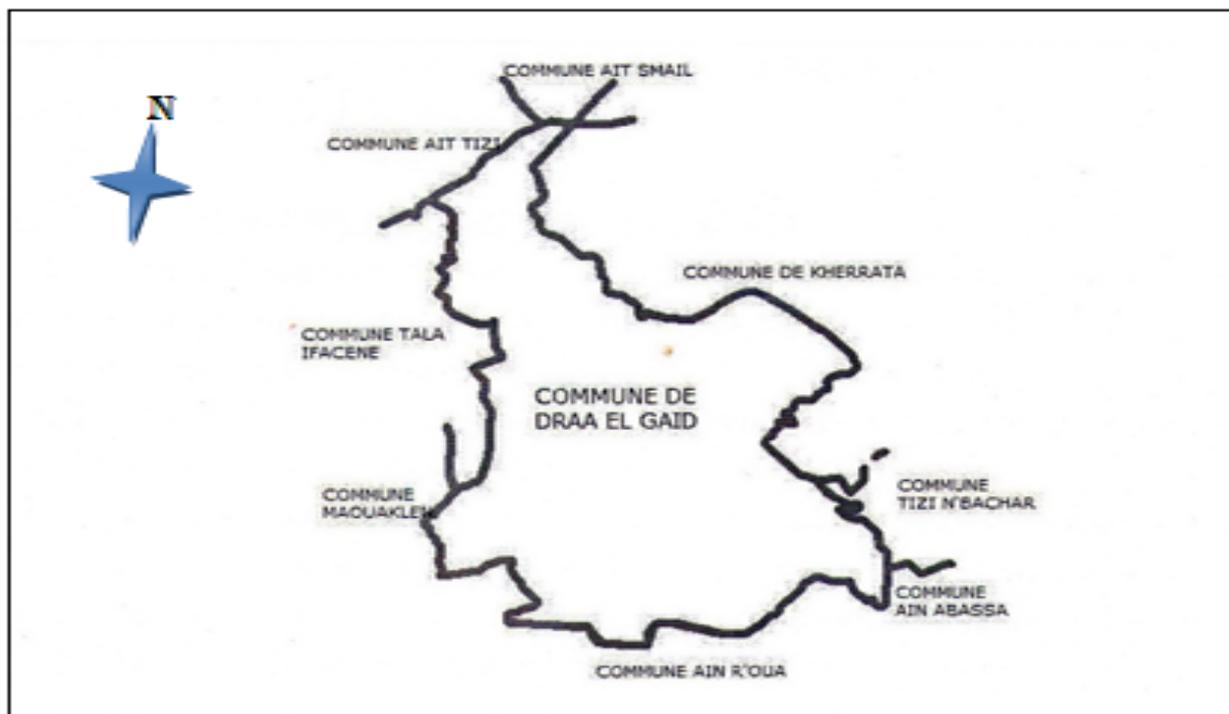
I.2.Situation administrative

Jusqu'au juin 1974, la zone de Draa El Gaid faisait partie de la wilaya de Sétif. Lors du découpage administratif de 1974, elle a été rattachée à la nouvelle wilaya de Bejaia en faisant partie de la commune de Kherrata.

Elle a été érigée en commune de plein exercice suite au découpage administratif de 1984 avec la localité de Berzakh comme chef lieu.

La commune de Draa El Gaid est limitée :

- Au Nord par la commune de kherrata
- Au Nord Ouest par la commune d'Ait Tizi (wilaya de Sétif) et la commune d'Ait Smail (wilaya de Bejaia)
- A l'Est par la commune de Tizi N'Bachar (wilaya de Sétif)
- Au Sud par les communes d'Ain Abassa et Ain R'oua (wilaya de Sétif)
- A l'Ouest par les communes de Maouklene et Tala Ifaceene (wilaya de Sétif)



Echelle 1/25000

(Source DHW Subdivision de Kherrata)

Figure I.1: situation administrative de la commune

I.3.Situation topographique

La région concernée par notre projet d'AEP est située entre les latitudes de 5° 10' et 5°20' et les longitudes 36° 30' et 36° 20'.

L'altitude varie entre 500m NGA au niveau de barrage d'Ighil Emda et 1200m NGA au niveau de Taquelaât. Son relief est formé de :

- ✓ 20% de montagnes.
- ✓ 40% de collines et de piémonts.
- ✓ 30% de plaines et de plateaux.
- ✓ 10% autres.

I.4.Géologie et hydrographie

Le territoire de la commune est géologiquement instable et l'érosion affecte 80% de la surface totale.

Les principaux oueds sont oued Atteba (Ain Roua) et oued Emarek (Adjioun), qui sont des oueds permanents dont le quotient d'écoulement est élevé mais dont le régime hydraulique est très irrégulier.

I.5.Situation climatologique :

a) Climat : Du fait de sa situation géographique, la commune se caractérise par un climat semi-aride, les mois les plus froids sont janvier et février, et les mois les plus chauds sont juillet et Août.

b) Température : La température moyenne du mois le plus froid est de 5°C et celle du mois le plus chaud est de 30°C. Elles correspondent respectivement au mois de janvier et d'Août.

c) Pluviométrie : Cette commune est située dans une zone où la pluviométrie annuelle est comprise entre 500 et 800 mm/an.

Les valeurs des précipitations maximales journalières pour chaque mois de l'année 2007 sont représentées dans le tableau I.1 :

Tableau I.1: Précipitations

Mois	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout
PJ max (mm)	32,4	28	12	38,4	11,4	21	92	45,8	36,3	6,5	8,2	20,4

(Source ANRH)

Répartition mensuelle de la pluviométrie (moyenne de la série pluviométrique 2007-2008 station expérimentale Tizi Nbraham, code : 030206).

I.6.Séismicité

L'Algérie est découpée en quatre zones sismiques. D'après le découpage la wilaya de Bejaia se trouve dans la zone deux (2) c'est-à-dire une zone à moyenne séismicité.

I.7.Situation démographique actuelle

D'après le dernier recensement qui a été effectué par le service de l'APC de Draa El Gaid (2008), la population de la commune a été de 29051 habitants, avec un taux d'accroissement de 1.70 % (d'après APC de Draa El Gaid)

Le tableau ci-après illustre l'évolution, de la population, résidente aux différentes localités

Tableau I.2: Répartition de populations suivant les différentes localités

Localités	Population 2008(hab)	Taux d'accroissement %
Chef lieu Berzakh	7205	1,7
Takliat-Azaghar-Adjoun	6540	1,7
Dradra-Périphérie Dradra	6682	1,7
Snadla	2350	1,7
Ouled Saada	1217	1,7
Ouled N'seur	1218	1,7
Sidi Boubaker	1104	1,7
Tizi Lakhmes	1050	1,7
Bouzougla	1685	1,7
Total commune	29051	1,7

(Source APC de Draa El Gaid)

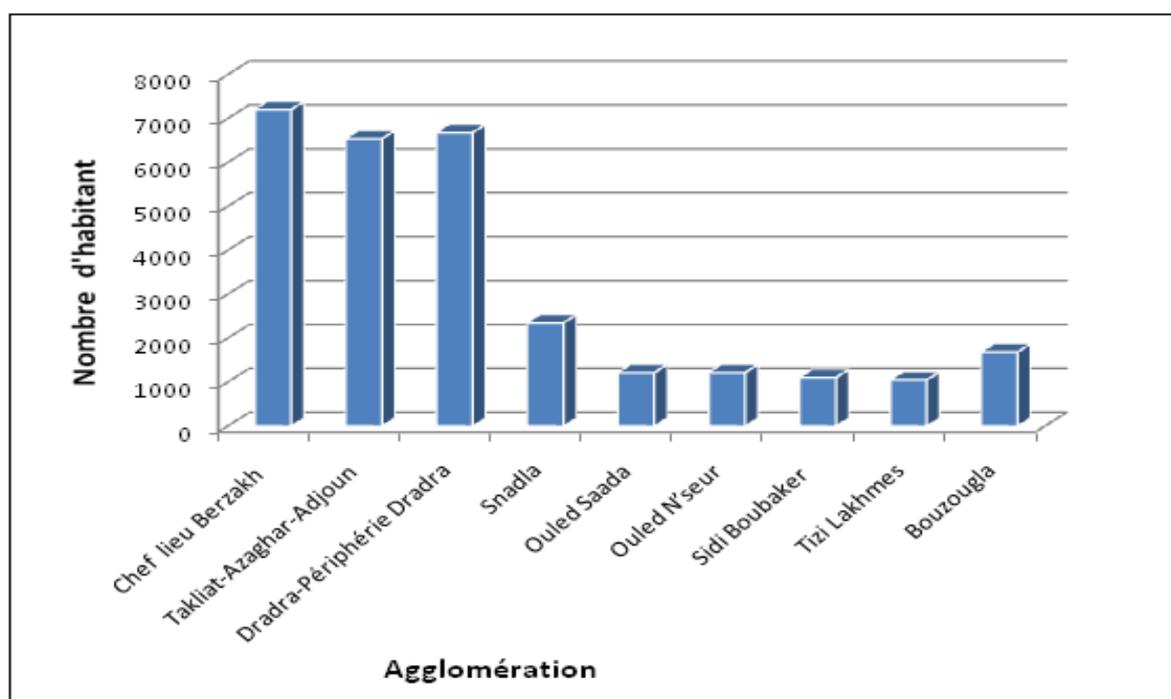


Figure I.2: Répartition des habitants par localité

I.8.Situation hydraulique actuelle

Les eaux mobilisées actuellement dans la zone de l'étude, proviennent soit des sources, soit des forages ou des puits.

La subdivision de l'hydraulique de kherrata, nous a permis de recenser : 18 sources, 06 forages et 04 puits, qui sont réparties comme suite :

- Trois forages sur les six recensés fonctionnent régulièrement. Il s'agit du forage de sidi Bodjeri-Azaghar, de celui de Lahraiche et de celui de Ghanem situé dans le territoire de la commune d'Ain Roua (W. Sétif).
- Le forage de Takliat est réalisé, mais les travaux de complétion ne sont pas effectués car coïncidant avec la période hivernale.
- Quant au forage de R'hamine, il est non opérationnel par manque de raccordement électrique, équipement et canalisation.
- Enfin, le forage d'Ouled Saada ne sert plus d'appoint en période estivale à la source d'Ouled Saada et ne fonctionne que 4h/jours (débit faible).

I.9.Ressources en eau

La zone à desservir a besoin d'une quantité importante en eau, à cet effet la DHW de Bejaia (direction de l'hydraulique de la wilaya de Bejaia), a lancé un projet pour l'alimenter, et cela à l'aide du barrage D'Ighil Emda, qui se situe sur Oued el Berd ou sud de la ville de kherrata. Il sera la source qui pourra combler le déficit de la commune de Draa El Gaid.

Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons essayé de représenter la commune, connaître la topographie, le climat et l'état actuel du système d'alimentation en eau potable.

La collecte des données consiste à rechercher toutes les informations disponibles dans la région à étudier.

Cette étape constitue la phase la plus importante. Elle est basée sur la collecte des informations brutes, et aussi de vérifier sa fiabilité pour une prise de décision correcte.

Nous allons donc, procéder dans le chapitre qui suit au calcul des besoins en eau de la commune.

CHAPITRE II : ESTIMATION DES BESOINS EN EAU

Introduction

L'estimation de la quantité d'eau nécessaire à l'agglomération dépend étroitement du développement démographique, de l'amélioration de mode de vie de la population et des infrastructures existantes. Cette estimation est faite en fonction de l'évaluation de la population dans différents horizons.

II.1.Evaluation de la Population future :

Pour l'estimation de la population future, nous prenons un horizon de 15 ans et nous adopterons un taux d'accroissement de 1,70%. Pour les calculs de la population future nous utiliserons finalement la formule des intérêts composés :

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

Avec :

P_n : est la population à l'horizon 2025.

P_0 : Population actuelle

t : Taux d'accroissement de la population en %

n : Nombre d'années séparant les deux horizons

Selon le dernier recensement général de la population et de l'habitat effectué en 2008, la population de la commune de Draa El Gaid était de 29051 habitants.

Les résultats du calcul se trouvent dans le tableau II.1 :

Tableau II.1: Tableau de répartition de la population à l'horizon du projet

Localités	Population 2008(hab)	Taux d'accroissement %	Population 2010 (hab)	Population 2025 (hab)
Chef lieu Berzakh	7205	1,7	7452	9596
Takliat-Azaghar-adjoun	6540	1,7	6764	8710
Dradra-Périphérie Dradra	6682	1,7	6911	8899
Snadla	2350	1,7	2430	3129
Ouled Saada	1217	1,7	1259	1621
Ouled N'seur	1218	1,7	1260	1622
Sidi boubaker	1104	1,7	1142	1470
Tizi lakhmes	1050	1,7	1086	1398
Bouzougla	1685	1,7	1743	2244
Total commune	29051	1,7	30047	38691

A l'horizon 2025, le nombre d'habitants de la commune concernée par le projet sera de **38691 habitants**.

II.2. Catégories des besoins en eau :

La consommation d'eau varie en fonction du type de consommateur. Mais 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 l'étude de la commune, il est nécessaire de se pencher sur les différentes catégories de besoins telles que :

- ✓ Besoins domestiques
- ✓ Besoins scolaires
- ✓ Besoins sanitaires
- ✓ Besoins administratifs
- ✓ Besoins socioculturels
- ✓ Besoins du bétail

Il est très difficile d'évaluer avec précisions les besoins en eau d'une agglomération à cause de l'absence des systèmes de comptage au niveau des réservoirs et des conduites de distribution. [2]

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

Dans une agglomération donnée, la consommation en eau dépend essentiellement du développement sanitaire et les habitudes de la population. Pour les petites agglomérations la dotation varie de 60 à 100 l/j/hab et de 100 à 200 l/j/hab pour les grandes agglomérations.

Pour notre projet il s'agit des grandes agglomérations et d'après la direction de l'hydraulique de la wilaya de Bejaia (subdivision de le l'hydraulique de Kherrata), les besoins seront estimés sur la base d'une dotation de 150 l/j/hab, pour l'année 1025.

II.3.1. Besoins domestiques:

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

La consommation moyenne journalière de la zone concernée par l'étude, est égale à la dotation que multiplie le nombre total des habitants.

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

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

N: nombre d'habitants

Tableau II.2: Tableau récapitulatif des besoins domestiques:

localités	Nombre d'habitants 2025	Dotation (l/j/hab)	Débit (m ³ /j)
Chef lieu Berzakh	9596	150	1439,40
Takliat-Azaghar-Adjioun	8710	150	1306,50
Dradra-Périphérie Dradra	8899	150	1334,85
Snadla	3129	150	469,35
Oueld Saada	1621	150	243,15
Ouled N'seur	1622	150	243,30
Sidi Boubakre	1470	150	220,50
Tizi lakhmis	1398	150	209,70
Bouzougla	2244	150	336,60
total commune	38691	150	5803,65

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 suivant

Tableau II.3: Tableau récapitulatif des besoins scolaires

Localités	Type d'équipement	Nombre d'élève	Dotation l/j/élève	Débit (m ³ /j)
Chef lieu Berzakh	08 primaires	1058	10	10,58
	01 CEM	629		6,29
	01 Lycées	802		8,02
	01 CFPA	200		2,00
	01 crèche	50		0,5
Takliat- Azaghar-Adjoun	04 primaires	718	10	7,18
	02 CEM	1198		11,98
Dradra- périphérie Dradra	04 primaires	450	10	4,50
	01 CEM	695		6,95
Snadla	01 primaires	293	10	2,93
	01 CEM	840		8,40
Oueld Saada	01 primaire	127	10	1,27
Ouled N'seur	01 primaire	175	10	1,75
Sidi Boubakre	01 primaire	30	10	0,30
Tizi lakhmis	01 primaire	89	10	0,86
Bouzougla	02 primaires	157	10	1,57

II.3.3. Besoins sanitaires

Les différents besoins sanitaires des différentes localités sont réunis dans le tableau suivant

Tableau II.4: Tableau récapitulatif des besoins sanitaires:

Localités	Type d'équipement	Unité (m ²)	Dotation (l/j/m ²)	Débit (m ³ /j)
Chef lieu Berzakh	02 salles de soin	200	05	1,0
	Polyclinique	400	05	2,0
Takliat-Azaghar-Adjoun	02 salles de soin	200	05	1,0
	polyclinique	400	05	2,0
Dradra-périphérie Dradra	05 salles de soin	500	05	2,5
Snadla	Unité de soin	100	05	0,5
Ouled Saada	Unité de soin	100	05	0,5

II.3.4. Besoins administratifs

Les divers équipements administratifs des localités concernées, leurs dotations et les débits journaliers correspondant sont dans le tableau suivant:

Tableau II.5: Tableau récapitulatif des besoins administratifs:

Localités	Type d'équipement	Nombre d'employés	Dotation (l/j/usager)	Débit (m ³ /j)
Chef lieu Berzakh	Siège APC	150	15	1,25
	agence postale	02	15	0,03
	agence CNAS	06	15	0,09
	cantonnement garde communal	50	50	2,50
Takliat-Azaghar-Adjoun	cantonnement garde communal	33	50	1,65
	(02)Antenne communal	20	15	0,30
	agence postale	02	15	0,03
Dradra-périphérie	Antenne communal	10	15	0,15
Dradra	agence postale	02	15	0,03
Snadla	agence postale	05	15	0,08

II.3.5.Besoins socio-culturels

Les équipements socio-culturels et leurs besoins en eau sont présentés dans le tableau suivant:

Tableau II.6: Tableau récapitulatif des besoins socioculturels

Localités	Type d'équipement	Nombre d'utilisateurs	Dotation (l/j/usager)	Débit (m ³ /j)
Chef lieu Berzakh	04 Mosquées	550	10	5,50
	01 Maison de jeunés	50	05	0,25
	01 Bibliothèque	100	05	0,50
Takliat-Azaghar-Adjoun	04 mosquées	500	10	5,00
Dradra-périphérie Dradra	04mosquées	550	10	5,50
Snadla	01 mosquée	150	10	1,50
Ouled Saada	01 mosquée	150	10	1,50
Ouled n'seur	01 mosquée	100	10	1,00
Sidi boubaker	01 mosquée	100	10	1,00
Tizi lakhmes	01 mosquée	100	10	1,00
Bouzougla	02 mosquées	200	10	2,00

II.3.6.Besoins du bétail

Nous sommes dans une zone rurale où les différentes activités agricoles sont importantes. Parmi ces dernières, on trouve principalement l'élevage domestique. Nous avons recueilli les données du bétail auprès de service d'agriculture de kherrata. Les différents chiffres, dotations et besoins sont indiqués dans le tableau suivant:

Tableau II.7: Tableau récapitulatif des besoins du bétail:

localités	Bovins		Ovins		Caprins		Débit (m ³ /j)
	têtes	Dotation (l/j/tête)	têtes	Dotation (l/j/tête)	têtes	Dotation (l/j/tête)	
Chef lieu Berzakh	130	80	800	08	220	08	8,16
Takliat-Azaghar-Adjoun	330	80	1700	08	300	08	42,40
Dradra-périphérie Dradra	210	80	1050	08	280	08	27,44
Snadla	145	80	750	08	210	08	19,34
Ouled Saada	85	80	860	08	180	08	15,12
Ouled N'seur	86	80	550	08	110	08	12,16
Sidi Boubaker	76	80	650	08	130	08	12,32
Tizi lakhmes	90	80	350	08	120	08	10,96
Bouzougla	220	80	1060	08	150	08	27,28

II.3.7. Besoins commerciaux et industriels

Il n'existe aucune infrastructure économique au niveau de la zone de l'étude.

II.4. Récapitulation de la consommation moyenne journalière

Les résultats de l'évaluation des besoins moyens journaliers à l'horizon 2025 sont donnés pour chaque localité dans le tableau suivant.

Tableau II.8: Tableau récapitulatif des différentes consommations journalières

Localités	Q _{moy} (m ³ /j)
Chef lieu Berzakh	1488,07
Takliat- Azaghar-Adjoun	1378,04
Dradra-périphérie Dradra	1381,92
Snadla	502,10
Ouled Saada	261,54
Ouled n'seur	258,21
Sidi boubaker	234,12
Tizi lakhmes	222,52
Bouzougla	367,45
Total	6093,97

A l'horizon 2025, les besoins moyens journaliers totaux de la commune concernée sont estimés à **6093,97 m³/j**, soit un débit de **77,53 l/s**.

II.5. Détermination des consommations maximales et minimales journalières

En fonction des jours, des semaines et des mois, on observe des variations de la consommation.

Le débit d'eau consommé n'est pas constant, mais varie en présentant des maximums et des minimums. Cette variation est caractérisée par des coefficients d'irrégularité $K_{\max,j}$ et $K_{\min,j}$

II.5.1. Consommation maximale journalière ($Q_{\max,j}$)

Ce débit représente la consommation d'eau maximale du jour le plus chargé de l'année, il s'obtient par la relation suivante :

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

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

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

On prend : $K_{\max,j} = 1,3$;

II.5.2. Consommation minimale journalière ($Q_{\min,j}$)

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

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

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

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

On prend : $K_{\min,j} = 0,9$;

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

Tableau II.9: Tableau récapitulatif des consommations journalières $Q_{\min,j}$; $Q_{\text{moy},j}$; $Q_{\max,j}$:

Localités	$Q_{\text{moy},j}$ (m^3/j)	$K_{\min,j}$	$Q_{\min,j}$ (m^3/j)	$K_{\max,j}$	$Q_{\max,j}$ (m^3/j)
Chef lieu Berzakh	1488,07	0,9	1339,26	1,3	1934,49
Takliat- Azaghar-Adjoun	1378,04	0,9	1241,03	1,3	1792,60
Dradra-périphérie Dradra	1381,92	0,9	1243,73	1,3	1796,50
Snadla	502,10	0,9	451,89	1,3	652,73
Ouled Saada	261,54	0,9	235,39	1,3	340,00
Ouled N'seur	258,21	0,9	232,39	1,3	335,67
Sidi Boubaker	234,12	0,9	210,71	1,3	304,36
Tizi Lakhmes	222,52	0,9	200,27	1,3	289,28
Bouzougla	367,45	0,9	330,71	1,3	477,68
Total	6093,97	0,9	5484,57	1,3	7922,16

II.6. Etude des variations des débits horaires

Le débit moyen subit non seulement des variations journalières mais aussi des variations horaires.

Le débit moyen horaire est donné par la formule suivante :

$$Q_{\text{moy,h}} = Q_{\text{max,j}} / 24 \quad (\text{m}^3/\text{h}) \quad (\text{II-5})$$

Avec :

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

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

Dans la présente étude, pour la détermination du débit de pointe, on a opté pour la méthode donnant la fraction de la variation horaire de la consommation totale dans divers centres d'agglomération en se basant sur l'annexe (II-1).

Dans chaque agglomération, la variation du débit horaire est exprimée en pourcentage du débit maximum journalier.

Tableau II.10: Variations du débit horaire pour la localité (Berzakh)

Heures	Consommation totale $Q_{\max,j}=1934,49 \text{ m}^3/\text{j}$		Consommation cumulée	
	%	m^3/h	%	m^3/h
0-1	01	19,345	01	19,345
1-2	01	19,345	02	38,690
2-3	01	19,345	03	58,035
3-4	01	19,345	04	77,380
4-5	02	38,689	06	116,069
5-6	03	58,035	09	174,104
6-7	05	96,724	14	270,828
7-8	6,5	125,742	20,5	396,570
8-9	6,5	125,742	27	522,312
9-10	5,5	106,397	32,5	628,709
10-11	4,5	87,052	37	715,761
11-12	5,5	106,397	42,5	822,158
12-13	07	135,414	49,5	957,572
13-14	07	135,414	56,5	1092,986
14-15	5,5	106,397	62	1199,383
15-16	4,5	87,052	66,5	1286,435
16-17	05	96,724	71,5	1383,159
17-18	6,5	125,742	78	1508,901
18-19	6,5	125,742	84,5	1634,643
19-20	5,0	96,724	89,5	1731,367
20-21	4,5	87,052	94	1818,419
21-22	03	58,035	97	1876,454
22-23	02	38,689	99	1915,143
23-24	01	19,345	100	1934,490

Le débit de pointe $Q_{\max,h}$ pour la localité de Berzakh est de **135,414 m^3/h** et survient entre midi et 14h

Tableau II.11: Variations du débit horaire pour les localités (Takliat –Azaghar-Adjoun)

Heures	Consommation totale $Q_{\max,j}=1792,60 \text{ m}^3/\text{j}$		Consommation cumulée	
	%	m^3/h	%	m^3/h
0-1	01	17,926	01	17,926
1-2	01	17,926	02	35,852
2-3	01	17,926	03	53,778
3-4	01	17,926	04	71,704
4-5	02	35,852	06	107,556
5-6	03	53,778	09	161,334
6-7	05	89,630	14	250,964
7-8	6,5	116,519	20,5	367,483
8-9	6,5	116,519	27	484,002
9-10	5,5	98,593	32,5	582,595
10-11	4,5	80,667	37	663,262
11-12	5,5	98,593	42,5	761,855
12-13	07	125,482	49,5	887,337
13-14	07	125,482	56,5	1012,819
14-15	5,5	98,593	62	1111,412
15-16	4,5	80,667	66,5	1192,079
16-17	05	89,630	71,5	1281,709
17-18	6,5	116,519	78	1398,228
18-19	6,5	116,519	84,5	1514,747
19-20	5,0	89,593	89,5	1604,340
20-21	4,5	80,667	94	1685,007
21-22	03	53,778	97	1738,785
22-23	02	35,852	99	1774,637
23-24	01	17,926	100	1792,60

Le débit de pointe $Q_{\max,h}$ pour les localités de Takliat –Azaghar-Adjoun est de **125,482** m^3/h et survient entre midi et 14h

Tableau II.12: Variations du débit horaire pour la localité (Dradra –Périphérie Dradra)

Heures	Consommation totale $Q_{\max,j}=1796,50 \text{ m}^3/\text{j}$		Consommation cumulée	
	%	m^3/h	%	m^3/h
0-1	01	17,965	01	17,965
1-2	01	17,965	02	35,93
2-3	01	17,965	03	53,895
3-4	01	17,965	04	71,86
4-5	02	35,93	06	107,79
5-6	03	53,895	09	161,685
6-7	05	89,825	14	251,51
7-8	6,5	116,7725	20,5	368,2825
8-9	6,5	116,7725	27	485,055
9-10	5,5	98,8075	32,5	583,8625
10-11	4,5	80,8425	37	664,705
11-12	5,5	98,8075	42,5	763,5125
12-13	07	125,755	49,5	889,2675
13-14	07	125,755	56,5	1015,0225
14-15	5,5	98,8075	62	1113,83
15-16	4,5	80,8425	66,5	1194,6725
16-17	05	89,825	71,5	1284,4975
17-18	6,5	116,7725	78	1401,27
18-19	6,5	116,7725	84,5	1518,0425
19-20	5,0	89,825	89,5	1607,8675
20-21	4,5	80,8425	94	1688,71
21-22	03	53,895	97	1742,605
22-23	02	35,93	99	1778,535
23-24	01	17,965	100	1796,5

Le débit de pointe $Q_{\max,h}$ pour la localité de Dradra –Périphérie Dradra est de **125,755** m^3/h et survient entre midi et 14h.

Tableau II.13: Variations du débit horaire pour la localité (Snadla)

Heures	Consommation totale $Q_{\max,j}=652,73 \text{ m}^3/\text{j}$		Consommation cumulée	
	%	m^3/h	%	m^3/h
0-1	01	6,527	01	6,527
1-2	01	6,527	02	13,055
2-3	01	6,527	03	19,582
3-4	01	6,527	04	26,109
4-5	02	13,055	06	39,164
5-6	03	19,582	09	58,746
6-7	05	32,637	14	91,382
7-8	6,5	42,427	20,5	133,810
8-9	6,5	42,427	27	176,237
9-10	5,5	35,900	32,5	212,137
10-11	4,5	29,373	37	241,510
11-12	5,5	35,900	42,5	277,410
12-13	07	45,691	49,5	323,101
13-14	07	45,691	56,5	368,792
14-15	5,5	35,900	62	404,693
15-16	4,5	29,373	66,5	434,065
16-17	05	32,637	71,5	466,702
17-18	6,5	42,427	78	509,129
18-19	6,5	42,427	84,5	551,557
19-20	5,0	32,637	89,5	584,193
20-21	4,5	29,373	94	613,566
21-22	03	19,582	97	633,148
22-23	02	13,055	99	646,203
23-24	01	6,527	100	652,730

Le débit de pointe $Q_{\max,h}$ pour la localité de Snadla est de **45,691** m^3/h et survient entre midi et 14h.

Tableau II.14: Variations du débit horaire pour la localité (Ouled Saada)

Heures	Consommation totale $Q_{\max,j}=340,00 \text{ m}^3/\text{j}$		Consommation cumulée	
	%	m^3/h	%	m^3/h
0-1	01	3,400	01	3,400
1-2	01	3,400	02	6,800
2-3	01	3,400	03	10,200
3-4	01	3,400	04	13,600
4-5	02	6,800	06	20,400
5-6	03	10,200	09	30,600
6-7	05	17,000	14	47,600
7-8	6,5	22,100	20,5	69,700
8-9	6,5	22,100	27	91,800
9-10	5,5	18,700	32,5	110,500
10-11	4,5	15,300	37	125,800
11-12	5,5	18,700	42,5	144,500
12-13	07	23,800	49,5	168,300
13-14	07	23,800	56,5	192,100
14-15	5,5	18,700	62	210,800
15-16	4,5	15,300	66,5	226,100
16-17	05	17,000	71,5	243,100
17-18	6,5	22,100	78	265,200
18-19	6,5	22,100	84,5	287,300
19-20	5,0	17,000	89,5	304,300
20-21	4,5	15,300	94	319,600
21-22	03	10,200	97	329,800
22-23	02	6,800	99	336,600
23-24	01	3,400	100	340,000

Le débit de pointe $Q_{\max,h}$ pour la localité de Ouled Saada est de **23,800** m^3/h et survient entre midi et 14h.

Tableau II.15: Variations du débit horaire pour la localité (Ouled N'Seur)

Heures	Consommation totale $Q_{\max,j}=335,67 \text{ m}^3/\text{j}$		Consommation cumulée	
	%	m^3/h	%	m^3/h
0-1	01	3,357	01	3,357
1-2	01	3,357	02	6,713
2-3	01	3,357	03	10,070
3-4	01	3,357	04	13,427
4-5	02	6,713	06	20,140
5-6	03	10,070	09	30,210
6-7	05	16,784	14	46,994
7-8	6,5	21,819	20,5	68,812
8-9	6,5	21,819	27	90,631
9-10	5,5	18,462	32,5	109,093
10-11	4,5	15,105	37	124,198
11-12	5,5	18,462	42,5	142,660
12-13	07	23,497	49,5	166,157
13-14	07	23,497	56,5	189,654
14-15	5,5	18,462	62	208,115
15-16	4,5	15,105	66,5	223,221
16-17	05	16,784	71,5	240,004
17-18	6,5	21,819	78	261,823
18-19	6,5	21,819	84,5	283,641
19-20	5,0	16,784	89,5	300,425
20-21	4,5	15,105	94	315,530
21-22	03	10,070	97	325,600
22-23	02	6,713	99	332,313
23-24	01	3,357	100	335,670

Le débit de pointe $Q_{\max,h}$ pour la localité d'Ouled N' Seur est de **23,497** m^3/h et survient entre midi et 14h.

Tableau II.16: Variations du débit horaire pour la localité (Sidi Boubaker)

Heures	Consommation totale $Q_{\max,j}=304,36 \text{ m}^3/\text{j}$		Consommation cumulée	
	%	m^3/h	%	m^3/h
0-1	01	3,044	01	3,044
1-2	01	3,044	02	6,087
2-3	01	3,044	03	9,131
3-4	01	3,044	04	12,174
4-5	02	6,087	06	18,262
5-6	03	9,131	09	27,392
6-7	05	15,218	14	42,610
7-8	6,5	19,783	20,5	62,394
8-9	6,5	19,783	27	82,177
9-10	5,5	16,740	32,5	98,917
10-11	4,5	13,696	37	112,613
11-12	5,5	16,740	42,5	129,353
12-13	07	21,305	49,5	150,658
13-14	07	21,305	56,5	171,963
14-15	5,5	16,740	62	188,703
15-16	4,5	13,696	66,5	202,399
16-17	05	15,218	71,5	217,617
17-18	6,5	19,783	78	237,401
18-19	6,5	19,783	84,5	257,184
19-20	5,0	15,218	89,5	272,402
20-21	4,5	13,696	94	286,098
21-22	03	9,131	97	295,229
22-23	02	6,087	99	301,316
23-24	01	3,044	100	304,360

Le débit de pointe $Q_{\max,h}$ pour la localité de Sidi Boubaker est de **21,305** m^3/h et survient entre midi et 14h.

Tableau II.17: Variations du débit horaire pour la localité (Tizi Lakhmes)

Heures	Consommation totale $Q_{\max,j}=289,28 \text{ m}^3/\text{j}$		Consommation cumulée	
	%	m^3/h	%	m^3/h
0-1	01	2,893	01	2,893
1-2	01	2,893	02	5,786
2-3	01	2,893	03	8,678
3-4	01	2,893	04	11,571
4-5	02	5,786	06	17,357
5-6	03	8,678	09	26,035
6-7	05	14,464	14	40,499
7-8	6,5	18,803	20,5	59,302
8-9	6,5	18,803	27	78,106
9-10	5,5	15,910	32,5	94,016
10-11	4,5	13,018	37	107,034
11-12	5,5	15,910	42,5	122,944
12-13	07	20,250	49,5	143,194
13-14	07	20,250	56,5	163,443
14-15	5,5	15,910	62	179,354
15-16	4,5	13,018	66,5	192,371
16-17	05	14,464	71,5	206,835
17-18	6,5	18,803	78	225,638
18-19	6,5	18,803	84,5	244,442
19-20	5,0	14,464	89,5	258,906
20-21	4,5	13,018	94	271,923
21-22	03	8,678	97	280,602
22-23	02	5,786	99	286,387
23-24	01	2,893	100	289,280

Le débit de pointe $Q_{\max,h}$ pour la localité de Tizi Lakhmes est de **20,250** m^3/h et survient entre midi et 14h.

Tableau II.18: Variations du débit horaire pour la localité (Bouzougla)

Heures	Consommation totale $Q_{\max,j}=477,68 \text{ m}^3/\text{j}$		Consommation cumulée	
	%	m^3/h	%	m^3/h
0-1	01	4,777	01	4,777
1-2	01	4,777	02	9,554
2-3	01	4,777	03	14,330
3-4	01	4,777	04	19,107
4-5	02	9,554	06	28,661
5-6	03	14,330	09	42,991
6-7	05	23,884	14	66,875
7-8	6,5	31,049	20,5	97,924
8-9	6,5	31,049	27	128,974
9-10	5,5	26,272	32,5	155,246
10-11	4,5	21,496	37	176,742
11-12	5,5	26,272	42,5	203,014
12-13	07	33,438	49,5	236,452
13-14	07	33,438	56,5	269,889
14-15	5,5	26,272	62	296,162
15-16	4,5	21,496	66,5	317,657
16-17	05	23,884	71,5	341,541
17-18	6,5	31,049	78	372,590
18-19	6,5	31,049	84,5	403,640
19-20	5,0	23,884	89,5	427,524
20-21	4,5	21,496	94	449,019
21-22	03	14,330	97	463,350
22-23	02	9,554	99	472,903
23-24	01	4,777	100	477,680

Le débit de pointe $Q_{\max,h}$ pour la localité de Bouzougla est de **33,438** m^3/h et survient entre midi et 14h.

II.7. Calcul de déficit de consommation

Les localités reconnaissent un débit faible d'alimentation. Pour satisfaire les besoins en eau à l'horizon d'étude (2025), il nous convient de déterminer le déficit par lequel on dimensionnera le réseau d'adductions.

Le déficit est la différence entre les besoins estimés et la production en eau existante.

Le tableau ci-dessous représente l'allocation journalière à créer (déficit) pour chaque localité

Tableau II.19: Tableau des déficits à combler à l'an 2025:

Localité	Besoins en eau à l'année 2025 (m ³ /j)	Production en eau existante (m ³ /j)	Déficit (m ³ /j)
Chef lieu Berzakh	1934,49	464,72	1469,77
Takliat- Azaghar-Adjoun	1792,60	993,60	799,00
Dradra-périphérie Dradra	1796,50	647,44	1149,06
Snadla	652,73	172,80	479,93
Ouled Saada	340,00	132,48	207,52
Ouled n'seur	335,67	172,80	162,87
Sidi boubaker	304,36	0,00	304,36
Tizi lakhmes	289,28	0,00	289,28
Bouzougla	477,68	0,00	477,68
Total commune	7922,16	2583,84	5338,32

Le débit par lequel on dimensionne notre réseau, pour l'horizon 2025, est de 61,79 l/s, L'histogramme ci-dessous représente la répartition des déficits à combler par localité.

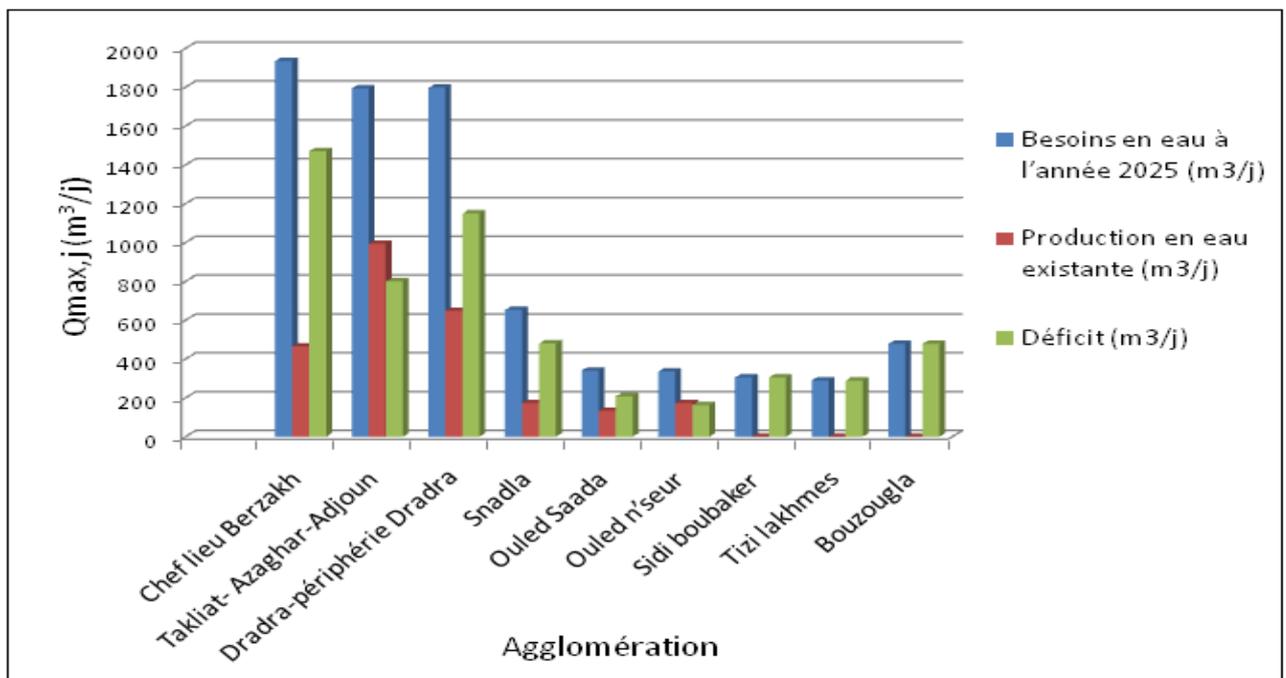


Figure II.1: répartition par localités des déficits à combler à l'horizon 2025

Conclusion

Le débit total d'exploitation des sources et forages de la commune concernée est de $2583,84\text{m}^3/\text{j}$, débit très faible pour combler les besoins en eau estimés à l'horizon de projet (2025) qui sont de $7922,16\text{m}^3/\text{j}$. Par conséquent il est nécessaire de transférer la quantité qui manque, qui est de $5338,32\text{m}^3/\text{j}$.

CHAPITRE III : LES RESERVOIRS

Introduction

Les réservoirs sont des ouvrages hydrauliques permettant l'accumulation de l'eau. Ils doivent être résistants, étanches tout en assurant :

- Une régularité dans le fonctionnement du pompage.
- Une régularité de la pression dans le réseau de distribution
- Le débit maximum demandé aux heures de pointe et les quantités d'eau nécessaires pour combattre efficacement les incendies.

III.1. Classification des réservoirs [3]

➤ Types de réservoirs :

Les réservoirs, pour accomplir convenablement les fonctions auxquelles ils sont conçus, peuvent occuper les différentes dispositions suivantes :

- ✓ Enterrés,
- ✓ Semi-enterrés,
- ✓ Sur sol,
- ✓ Sur tour (château d'eau).
- **De multiples facteurs interviennent dans la détermination du type de réservoir :**
 - ✓ Conditions topographiques de la région à desservir
 - ✓ Conditions hydrauliques de la distribution : volume du réservoir, pression à assurer,
 - ✓ Type de décideur : maître d'ouvrage, maître d'œuvre ou exploitation.
- **Les critères les plus souvent retenus pour les choix sont :**
 - ✓ Les facteurs économiques,
 - ✓ La sécurité d'approvisionnement et la facilité d'exploitation,
 - ✓ Les possibilités d'adaptation au réseau,
 - ✓ Les possibilités d'inscription harmonieuse dans le site.
- **Selon leur capacité, les réservoirs peuvent prendre la forme :**
 - ✓ Rectangulaire ou carrée,
 - ✓ Circulaire,

III.2. Emplacement des réservoirs

L'emplacement du réservoir pose souvent un problème délicat à résoudre. Pour cela nous sommes amenés à tenir compte des certaines considérations techniques et économiques suivantes :

- Il est préférable que l'emplacement puisse permettre une distribution gravitaire, c'est-à-dire que la côte du radier doit être supérieure à la côte piézométrique maximale dans le réseau.
- Pour des raisons économiques, il est préférable que son remplissage se fasse gravitairement, c'est-à-dire le placer à un point bas par rapport à la prise d'eau.
- L'implantation doit se faire aussi de préférence, à l'extrémité de la ville ou à proximité du centre important de consommation.
- L'emplacement du réservoir doit être choisi de telle façon à pouvoir satisfaire les abonnés

III.3.Équipement des réservoirs

III.3.1.Généralités [3]

Au niveau de la conception des équipements, il convient bien entendu d'étudier de façon correcte les problèmes proprement hydrauliques du réservoir mais également les problèmes liés à l'exploitation en prévoyant les équipements permettant à l'exploitant d'être informé sur les conditions de fonctionnement et en ne perdant pas par ailleurs de vue qu' il sera nécessaire d'intervenir sur le réservoir chaque année pour son nettoyage et plusieurs fois dans la vie de l'ouvrage pour des opérations d'entretien (génie civil, équipements hydrauliques...).

Les principaux équipements sont généralement regroupés dans une chambre d'accès facile et convenablement dimensionnée. Sont à éviter, même pour les petits ouvrages les équipements disposés sous bouche à clé ou dans des regards d'accès difficile. Tous ces équipements doivent être facilement accessibles et manœuvrables et l'on prévoira à cet effet toutes les passerelles et escaliers de service, d'accès et de manœuvre nécessaires .tous les équipements hydrauliques doivent être facilement démontables et les joints de démontage nécessaires doivent être prévus.

Le problème de la manutention d'équipements parfois très lourds (plusieurs centaines de kilogrammes) doit être étudié avec soin et les locaux, suivant les cas, doivent être équipés de crochets, rails ou poutre roulante permettant l'utilisation de palans.

III.3.2.Equipements d'intervention

Les accès aux cuves pour surveillance, entretien ou réparation, doivent être possibles.

On prévoit généralement une trappe d'accès pour le personnel et une trappe spécifique importante pour l'entrée éventuelle du matériel ou/ et des matériaux.

Tous les accès (portes, trappes, échelles,...) aux cuves et chambres de vannes doivent être protégés contre les intrusions des personnes étrangères au service.

III.3.3.Equipements de nettoyage

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

III.3.4.Equipements hydrauliques [2]

Un réservoir unique ou compartimenté doit être équipé :

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

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

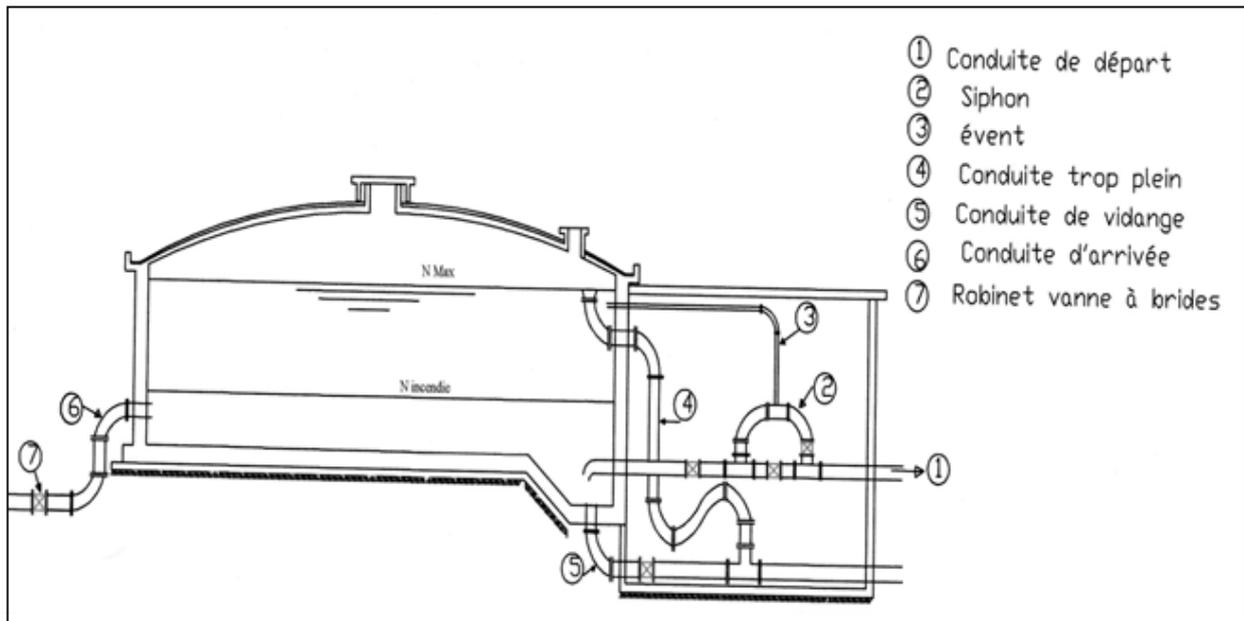


Figure III.1: Equipements hydrauliques des réservoirs projetés dans la zone d'étude

III.4.Capacité de réservoirs

Pour satisfaire au rôle qu'il doit jouer, le réservoir doit avoir une capacité suffisante. Cette dernière doit être estimée en tenant compte des variations des débits à l'entrée comme à la sortie, c'est-à-dire d'une part, du mode d'exploitation des ouvrages situés en amont et, d'autre part, de la variation de la demande.

Le plus souvent, la capacité est calculée en tenant compte des variations journalières, du jour de la plus forte consommation et de la réserve d'eau destinée à l'incendie.

III.5.Principe de calcul

Pour estimer la capacité d'un réservoir, nous devons procéder à :

- Soit à la méthode graphique qui tient compte de la courbe de consommation totale déduite à partir des coefficients des variations horaires de la consommation et de la courbe d'apport du débit pompé.
- Soit à la méthode analytique qui tient aussi compte des débits d'apport et des débits de départ du réservoir.

III.5.1.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 :

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

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

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

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

V_{inc} : volume d'incendie estimé pour 2 heures avec un débit de $60m^3/h$ (c'est un volume minimum) ;

III.5.2.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 :

$$V_r = \frac{Q_{max.j} * R_{max}}{100} \quad (m^3) \quad (III-3)$$

Dont le volume total sera :

$$V_T = V_r + V_{inc} .$$

III.6.Dimensionnement des réservoirs du système d'adduction

Les réservoirs à dimensionner dans notre cas, sont des réservoirs de transit au niveau des stations de pompes, des réservoirs tampons et des réservoirs terminaux au niveau de chaque localité.

➤ Les bâches de reprises:

Les bâches de reprises sont des réservoirs qui servent à alimentation directe en eau des stations de pompes.

➤ Les Réservoirs tampons :

Les réservoirs tampons sont des réservoirs généralement alimentés par refoulement, dont le but est d'alimenter gravitairement d'une grande partie du réseau d'adduction située à l'aval.

➤ Réservoirs terminaux:

Les réservoirs terminaux du réseau d'adduction constituent les réservoirs de têtes des réseaux de distribution des différentes localités à desservir.

III.6.1.Dimensionnement des Bâches de reprises des stations de pompage (SP1,SP2)

La bache de reprise dans notre cas joue un rôle transitoire. Son dimensionnement est basé sur le temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge qui est généralement, estimé à un quart d'heure (15min).

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

$$V_{bache} = \frac{Q_{max.j} * t}{20} \quad (III-4)$$

Avec :

$Q_{max.j}$: débit maximal journalier total.

T: le temps de fonctionnement de la station de pompage ($T = 20h$)

t : temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge ($t=0,25h$)

a) Bâche de la station de pompage : n°1 (SP1)

La station de pompage (SP1) se situe à l'aval de la station de traitement du barrage Dighil Emda. Les pompes sont alimentées par la bâche de reprise. La bâche de reprise est alimentée gravitairement par le réservoir d'eau traitée. La station de pompage (SP1) alimente la bâche de reprise de la station de pompage n°2 (SP2). Le débit entrant à la station de pompage (SP1) est de 5338,32 m³/J. Alors le volume de la bâche de (SP1) est déterminé par la méthode analytique :

Tableau III.1: Evaluation du volume résiduel de la bâche (SP1)

Heures	Apports	sorties (%)	Surplus	Déficit (%)	Résidu (%)
00 - 01	4,17	5	--	0,83	3,33
01 - 02	4,17	5	--	0,83	4,17
02 - 03	4,17	5	--	0,83	5,00
03 - 04	4,17	5	--	0,83	5,83
04 - 05	4,17	5	--	0,83	6,67
05 - 06	4,17	5	--	0,83	7,50
06 - 07	4,17	5	--	0,83	8,33
07 - 08	4,17	5	--	0,83	9,17
08 - 09	4,17	5	--	0,83	10,00
09 - 10	4,17	5	--	0,83	10,83
10 - 11	4,17	5	--	0,83	11,67
11 - 12	4,17	5	--	0,83	12,50
12 - 13	4,17	5	--	0,83	13,33
13 - 14	4,17	5	--	0,83	14,17
14 - 15	4,17	5	--	0,83	15,00
15 - 16	4,17	5	--	0,83	15,83
16 - 17	4,17	5	--	0,83	16,67
17 - 18	4,17	--	4,17	--	12,50
18 - 19	4,17	--	4,17	--	8,33
19 - 20	4,17	--	4,17	--	4,17
20 - 21	4,17	--	4,17	--	0,00
21 - 22	4,17	5	--	0,83	0,83
22 - 23	4,17	5	--	0,83	1,67
23 - 00	4,17	5	--	0,83	2,50
Total	100,00	100	16,67	16,67	--

$$V_{bache} = \frac{a * Q_{max,j}}{100} \quad (m^3)$$

V_{bache} : capacité de la bache (m^3),

a : fraction horaire du débit maximum journalier (%).

$Q_{max,j}$: La consommation maximale journalière (m^3/j).

$$V_{bache} = \frac{16,67 * 5338,32}{100} = 889,90 m^3$$

On choisit un volume normalisé de $1000m^3$.

b) Bâche de la station de pompage n °2 (SP2)

La station de pompage (SP2) se situe dans la localité Tizi Lakhmes. La bache de reprise de cette station alimente gravitairement les différentes localités, à savoir Ouled N'Seur, Sidi Boubaker, Snadla, Ttakliat, Azaghar et Adjoun, et refoule le reste du débit vers les deux réservoirs tampons des localités, Ighil Laakab et Brezakh.

Alors le volume de la bache de (SP2) est déterminé par la méthode analytique :

Tableau III.2: Evaluation du volume résiduel de la bache (SP2)

	Arrivée à la bache (SP3)	Départ vers le deux réservoirs tampons	Départ vers les localités	Départ de la bache (SP3)	Surplus	Déficit	Résidu
	%	%	%	%	%	%	%
00 - 01	05	3,09	1,59	4,68	0,32	--	5,12
01 - 02	05	3,09	1,59	4,68	0,32	--	4,80
02 - 03	05	3,09	1,59	4,68	0,32	--	4,48
03 - 04	05	3,09	1,59	4,68	0,32	-	4,16
04 - 05	05	3,09	1,59	4,68	0,32	--	3,84
05 - 06	05	3,09	1,59	4,68	0,32	--	3,52
06 - 07	05	3,09	1,59	4,68	0,32	--	3,20
07 - 08	05	3,09	1,59	4,68	0,32	--	2,88
08 - 09	05	3,09	1,59	4,68	0,32	--	2,56
09 - 10	05	3,09	1,59	4,68	0,32	--	2,24
10 - 11	05	3,09	1,59	4,68	0,32	--	1,92
11 - 12	05	3,09	1,59	4,68	0,32	--	1,60
12 - 13	05	3,09	1,59	4,68	0,32	--	1,28
13 - 14	05	3,09	1,59	4,68	0,32	--	0,96
14 - 15	05	3,09	1,59	4,68	0,32	--	0,64
15 - 16	05	3,09	1,59	4,68	0,32	--	0,32
16 - 17	05	3,09	1,59	4,68	0,32	--	00
17 - 18	0	0	1,59	1,59	--	1,59	1,63
18 - 19	0	0	1,59	1,59	--	1,59	3,22
19 - 20	0	0	1,59	1,59	--	1,59	4,81
20 - 21	0	0	1,59	1,59	--	1,59	6,40
21 - 22	05	3,09	1,59	4,68	0,32	--	6,08
22 - 23	05	3,09	1,59	4,68	0,32	--	5,76
23 - 00	05	3,09	1,59	4,68	0,32	--	5,44
Total	100	61,8	38,20	100	--	--	--

$$V_{bache} = \frac{a * Q_{max,j}}{100} \quad (m^3)$$

V_{bache} : capacité de la bache (m^3),

a : fraction horaire du débit maximum journalier (%).

$Q_{max,j}$: La consommation maximale journalière (m^3/j).

$$V_{bache} = \frac{6,40 * 5338,32}{100} = 341,65 \text{ m}^3$$

On choisit un volume normalisé de 500 m^3 .

III.6.2. Dimensionnement des réservoirs tampons

a) Réservoir D'Ighil Laakab

Le réservoir D'Ighil Laakab joue le rôle, de tampon et de relais, qui sert à transiter le débit refoulé par (SP3) gravitairement vers les réservoirs des deux localités : Ouled Saada et Bouzougla.

Le volume de réservoir sera déterminé selon la formule suivante :

$$V_r = \frac{Q_{tr}}{2} * t \quad (III-5)$$

$$V_r = \left(\frac{28,55}{2} \right) * 4 = 57,10 \text{ m}^3$$

Avec :

Q_{tr} : débit transite ($Q_{tr}=28,55 \text{ m}^3/h$).

t : le temps de stockage ($t = 4$ heures)

$$V_T = V_r + V_{inc}$$

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

V_{inc} : volume d'incendie : 120 m^3 ;

$$V_T = 57,10 + 120 = 177,10 \text{ m}^3$$

La capacité normalisée sera : $V_n = 200 \text{ m}^3$

b) Réservoir de Brezakh

Le réservoir de Brezakh joue le rôle, de tampon et de relais, qui sert à transiter le débit refoulé par (SP3) gravitairement vers les réservoirs des localités, Dradra, Périphérie Dradra et Berzakh centre.

Le volume de réservoir sera déterminé selon la formule (III-5)

$$V_r = \left(\frac{109,12}{2} \right) * 4 = 218,24 \text{ m}^3$$

Avec :

Q_{tr} : débit transite ($Q_{tr}=109,12 \text{ m}^3/h$).

t : le temps de stockage ($t = 4$ heures)

$$V_T = V_r + V_{inc}$$

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

V_{inc} : volume d'incendie : 120 m^3 ;

$$V_T = 218,24 + 120 = 338,24 \text{ m}^3$$

La capacité normalisée sera : $V_n = 500 \text{ m}^3$

III.6.3. Dimensionnement des réservoirs terminaux

Les réservoirs terminaux du réseau d'adduction constituent les réservoirs de tête des réseaux de distribution des différentes localités à savoir Snadla, Ouled Saada, Ouled N'Seur, Sidi Boubaker et Bouzougla, et leurs capacités sont déterminées par la formule (III-1) :

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

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

$$V_T = V_r + V_{\text{inc}}$$

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

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

Estimation de la capacité totale des réservoirs terminaux par la méthode analytique:

Tableau III.3: Evaluation du volume résiduel du réservoir de Snadla

Heures	Apports	Distribution (%)	Surplus	Déficit (%)	Résidu (%)
00 - 01	4,17	01	3,17	--	9,68
01 - 02	4,17	01	3,17	--	12,85
02 - 03	4,17	01	3,17	--	16,02
03 - 04	4,17	01	3,17	--	19,19
04 - 05	4,17	02	2,17	--	21,36
05 - 06	4,17	03	1,17	--	22,53
06 - 07	4,17	05	--	0,83	21,70
07 - 08	4,17	6,5	--	2,33	19,37
08 - 09	4,17	6,5	--	2,33	17,04
09 - 10	4,17	5,5	--	1,33	15,71
10 - 11	4,17	4,5	--	0,33	15,38
11 - 12	4,17	5,5	---	1,33	14,05
12 - 13	4,17	07	--	2,83	11,22
13 - 14	4,17	07	--	2,83	8,39
14 - 15	4,17	5,5	--	1,33	7,06
15 - 16	4,17	4,5	--	0,33	6,73
16 - 17	4,17	05	--	0,83	5,91
17 - 18	4,17	6,5	--	2,33	3,57
18 - 19	4,17	6,5	--	2,33	1,24
19 - 20	4,17	05	--	0,83	0,41
20 - 21	4,17	4,5	--	0,33	0,08
21 - 22	4,17	03	1,17	--	1,17
22 - 23	4,17	02	2,17	--	3,34
23 - 00	4,17	01	3,17	--	6,51
Total	100 %	100 %	--	--	--

Calcul de la capacité du réservoir de Snadla

$$\text{Le volume résiduel sera : } V_r = \frac{22,53 * 652,73}{100} \Rightarrow V_r = 147,06 \text{ m}^3$$

$$\text{La capacité totale sera : } V_t = 147,06 + 120 \Rightarrow V_t = 267,06 \text{ m}^3$$

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

Remarque :

La capacité totale du réservoir d'eau est **150 m³**, alors que le volume calculé est estimé à **267,06m³**, donc la capacité existante n'est pas suffisante pour satisfaire les besoins de Snadla pour l'horizon 2025. C'est la présence d'un déficit de **150 m³**. Pour cela on recommande de projeter un réservoir de capacité **150 m³**, qui joue le rôle d'un réservoir d'équilibre en même temps.

Tableau III.4: Evaluation du volume résiduel du réservoir d'Ouled saada

Heures	Apports	Distribution (%)	Surplus	Déficit (%)	Résidu (%)
00 - 01	4,17	01	3,17	--	9,68
01 - 02	4,17	01	3,17	--	12,85
02 - 03	4,17	01	3,17	--	16,02
03 - 04	4,17	01	3,17	--	19,19
04 - 05	4,17	02	2,17	--	21,36
05 - 06	4,17	03	1,17	--	22,53
06 - 07	4,17	05	--	0,83	21,70
07 - 08	4,17	6,5	--	2,33	19,37
08 - 09	4,17	6,5	--	2,33	17,04
09 - 10	4,17	5,5	--	1,33	15,71
10 - 11	4,17	4,5	--	0,33	15,38
11 - 12	4,17	5,5	--	1,33	14,05
12 - 13	4,17	07	--	2,83	11,22
13 - 14	4,17	07	--	2,83	8,39
14 - 15	4,17	5,5	--	1,33	7,06
15 - 16	4,17	4,5	--	0,33	6,73
16 - 17	4,17	05	--	0,83	5,91
17 - 18	4,17	6,5	--	2,33	3,57
18 - 19	4,17	6,5	--	2,33	1,24
19 - 20	4,17	05	--	0,83	0,41
20 - 21	4,17	4,5	--	0,33	0,08
21 - 22	4,17	03	1,17	--	1,17
22 - 23	4,17	02	2,17	--	3,34
23 - 00	4,17	01	3,17	--	6,51
Total	100 %	100 %	--	--	--

Calcul de la capacité du réservoir d'Ouled saada

$$\text{Le volume résiduel sera : } V_r = \frac{22,53 * 340}{100} \Rightarrow V_r = 76,60 \text{ m}^3$$

$$\text{La capacité totale sera : } V_t = 76,60 + 120 \Rightarrow V_t = 196,60 \text{ m}^3$$

$$\text{La capacité normalisée sera : } V_n = 200 \text{ m}^3.$$

Remarque :

La capacité totale du réservoir d'eau est 150 m^3 , alors que le volume calculé est estimé à $196,60 \text{ m}^3$, donc la capacité existante n'est pas suffisante pour satisfaire les besoins d'Ouled Saada pour l'horizon 2025. Pour cela on recommande de projeter un réservoir de capacité 200 m^3 , qui joue le rôle d'un réservoir d'équilibre et d'alimentation.

Tableau III.5: Evaluation du volume résiduel du réservoir de Ouled N'Seur

Heures	Apports	Distribution (%)	Surplus	Déficit (%)	Résidu (%)
00 - 01	4,17	01	3,17	--	9,68
01 - 02	4,17	01	3,17	--	12,85
02 - 03	4,17	01	3,17	--	16,02
03 - 04	4,17	01	3,17	--	19,19
04 - 05	4,17	02	2,17	--	21,36
05 - 06	4,17	03	1,17	--	22,53
06 - 07	4,17	05	--	0,83	21,70
07 - 08	4,17	6,5	--	2,33	19,37
08 - 09	4,17	6,5	--	2,33	17,04
09 - 10	4,17	5,5	--	1,33	15,71
10 - 11	4,17	4,5	--	0,33	15,38
11 - 12	4,17	5,5	--	1,33	14,05
12 - 13	4,17	07	--	2,83	11,22
13 - 14	4,17	07	--	2,83	8,39
14 - 15	4,17	5,5	--	1,33	7,06
15 - 16	4,17	4,5	--	0,33	6,73
16 - 17	4,17	05	--	0,83	5,91
17 - 18	4,17	6,5	--	2,33	3,57
18 - 19	4,17	6,5	--	2,33	1,24
19 - 20	4,17	05	--	0,83	0,41
20 - 21	4,17	4,5	--	0,33	0,08
21 - 22	4,17	03	1,17	--	1,17
22 - 23	4,17	02	2,17	--	3,34
23 - 00	4,17	01	3,17	--	6,51
Total	100 %	100 %	--	--	--

Calcul de la capacité du réservoir de Ouled N'Seur

$$\text{Le volume résiduel sera : } V_r = \frac{22,53 * 335,67}{100} \Rightarrow V_r = 75,63 \text{ m}^3$$

$$\text{La capacité totale sera : } V_t = 75,63 + 120 \Rightarrow V_t = 195,63 \text{ m}^3$$

$$\text{La capacité normalisée sera : } V_n = 200 \text{ m}^3.$$

Remarque :

La capacité totale du réservoir d'eau est **150 m³**, alors que le volume calculé est estimé à **195,63m³**, donc la capacité existante n'est pas suffisante pour satisfaire les besoins de Snadla pour l'horizon 2025. Pour cela on recommande de projeter un réservoir de capacité **200m³**, qui joue le rôle d'un réservoir d'équilibre et d'alimentation.

Tableau III.6: Evaluation du volume résiduel du réservoir de Sidi Boubaker

Heures	Apports	Distribution (%)	Surplus	Déficit (%)	Résidu (%)
00 - 01	4,17	01	3,17	--	9,68
01 - 02	4,17	01	3,17	--	12,85
02 - 03	4,17	01	3,17	--	16,02
03 - 04	4,17	01	3,17	--	19,19
04 - 05	4,17	02	2,17	--	21,36
05 - 06	4,17	03	1,17	--	22,53
06 - 07	4,17	05	--	0,83	21,70
07 - 08	4,17	6,5	--	2,33	19,37
08 - 09	4,17	6,5	--	2,33	17,04
09 - 10	4,17	5,5	--	1,33	15,71
10 - 11	4,17	4,5	--	0,33	15,38
11 - 12	4,17	5,5	--	1,33	14,05
12 - 13	4,17	07	--	2,83	11,22
13 - 14	4,17	07	--	2,83	8,39
14 - 15	4,17	5,5	--	1,33	7,06
15 - 16	4,17	4,5	--	0,33	6,73
16 - 17	4,17	05	--	0,83	5,91
17 - 18	4,17	6,5	--	2,33	3,57
18 - 19	4,17	6,5	--	2,33	1,24
19 - 20	4,17	05	--	0,83	0,41
20 - 21	4,17	4,5	--	0,33	0,08
21 - 22	4,17	03	1,17	--	1,17
22 - 23	4,17	02	2,17	--	3,34
23 - 00	4,17	01	3,17	--	6,51
Total	100 %	100 %	--	--	--

Calcul de la capacité du réservoir de Sidi Boubaker

$$\text{Le volume résiduel sera : } V_r = \frac{22,53 * 304,36}{100} \Rightarrow V_r = 68,57 \text{ m}^3$$

$$\text{La capacité totale sera : } V_t = 68,57 + 120 \Rightarrow V_t = 188,57 \text{ m}^3$$

$$\text{La capacité normalisée sera : } V_n = 200 \text{ m}^3.$$

Tableau III.7: Evaluation du volume résiduel du réservoir de Tizi Lakhmes

Heures	Apports	Distribution (%)	Surplus	Déficit (%)	Résidu (%)
00 - 01	4,17	01	3,17	--	9,68
01 - 02	4,17	01	3,17	--	12,85
02 - 03	4,17	01	3,17	--	16,02
03 - 04	4,17	01	3,17	--	19,19
04 - 05	4,17	02	2,17	--	21,36
05 - 06	4,17	03	1,17	--	22,53
06 - 07	4,17	05	--	0,83	21,70
07 - 08	4,17	6,5	--	2,33	19,37
08 - 09	4,17	6,5	--	2,33	17,04
09 - 10	4,17	5,5	--	1,33	15,71
10 - 11	4,17	4,5	--	0,33	15,38
11 - 12	4,17	5,5	--	1,33	14,05
12 - 13	4,17	07	--	2,83	11,22
13 - 14	4,17	07	--	2,83	8,39
14 - 15	4,17	5,5	--	1,33	7,06
15 - 16	4,17	4,5	--	0,33	6,73
16 - 17	4,17	05	--	0,83	5,91
17 - 18	4,17	6,5	--	2,33	3,57
18 - 19	4,17	6,5	--	2,33	1,24
19 - 20	4,17	05	--	0,83	0,41
20 - 21	4,17	4,5	--	0,33	0,08
21 - 22	4,17	03	1,17	--	1,17
22 - 23	4,17	02	2,17	--	3,34
23 - 00	4,17	01	3,17	--	6,51
Total	100 %	100 %	--	--	--

Calcul de la capacité du réservoir de Tizi Lakhmes

$$\text{Le volume résiduel sera : } V_r = \frac{22,53 * 289,28}{100} \Rightarrow V_r = 65,17 \text{ m}^3$$

$$\text{La capacité totale sera : } V_t = 65,17 + 120 \Rightarrow V_t = 185,17 \text{ m}^3$$

$$\text{La capacité normalisée sera : } V_n = 200 \text{ m}^3.$$

Tableau III.8: Evaluation du volume résiduel du réservoir de Bouzougla

Heures	Apports	Distribution (%)	Surplus	Déficit (%)	Résidu (%)
00 - 01	4,17	01	3,17	--	9,68
01 - 02	4,17	01	3,17	--	12,85
02 - 03	4,17	01	3,17	--	16,02
03 - 04	4,17	01	3,17	--	19,19
04 - 05	4,17	02	2,17	--	21,36
05 - 06	4,17	03	1,17	--	22,53
06 - 07	4,17	05	--	0,83	21,70
07 - 08	4,17	6,5	--	2,33	19,37
08 - 09	4,17	6,5	--	2,33	17,04
09 - 10	4,17	5,5	--	1,33	15,71
10 - 11	4,17	4,5	--	0,33	15,38
11 - 12	4,17	5,5	--	1,33	14,05
12 - 13	4,17	07	--	2,83	11,22
13 - 14	4,17	07	--	2,83	8,39
14 - 15	4,17	5,5	--	1,33	7,06
15 - 16	4,17	4,5	--	0,33	6,73
16 - 17	4,17	05	--	0,83	5,91
17 - 18	4,17	6,5	--	2,33	3,57
18 - 19	4,17	6,5	--	2,33	1,24
19 - 20	4,17	05	--	0,83	0,41
20 - 21	4,17	4,5	--	0,33	0,08
21 - 22	4,17	03	1,17	--	1,17
22 - 23	4,17	02	2,17	--	3,34
23 - 00	4,17	01	3,17	--	6,51
Total	100 %	100 %	--	--	--

Calcul de la capacité du réservoir de Bouzougla

$$\text{Le volume résiduel sera : } V_r = \frac{22,53 * 477,68}{100} \Rightarrow V_r = 107,62 \text{ m}^3$$

$$\text{La capacité totale sera : } V_t = 107,62 + 120 \Rightarrow V_t = 227,62 \text{ m}^3$$

$$\text{La capacité normalisée sera : } V_n = 250 \text{ m}^3.$$

Les volumes trouvés sont portés sur le tableau suivant:

Tableau III.9: Tableau donnant les capacités des réservoirs terminaux :

Réservoirs	$Q_{\max,j}(m^3/j)$	$a(\%)$	V_{inc}	$V_{total}(m^3)$	Volume normalise (m^3)	Côte (m)
R _{Snadla}	652,73	22,53	120	267,06	300	757
R _{Ouled Saada}	340,00	22,53	120	196,60	200	909
R _{Ouled N'seur}	335,67	22,53	120	195,63	200	644
R _{Sidi Boubaker}	304,36	22,53	120	188,57	200	790
R _{Tizi Lakhmes}	289,28	22,53	120	185,17	200	855
R _{Bouzougla}	477,68	22,53	120	227,62	250	884

III.6.4. 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, se situe le plus souvent vers 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

$$S = \frac{V_n}{h} \Rightarrow \frac{\pi * D^2}{4} = \frac{V_n}{h} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 * V_n}{\pi * h}} \quad (\text{III-6})$$

6)

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), 3 < h < 6 m

➤ Réévaluation de la hauteur d'eau h :

On calcule la hauteur d'eau moyennant la formule

$$h = \frac{4 * V}{\pi * D_n^2} \quad (\text{III-7})$$

- La section de la cuve :

On calcule la section de la cuve moyennant la formule

$$S = \frac{V}{h} \quad (\text{III-8})$$

- La hauteur totale H du réservoir

On calcule la hauteur du réservoir moyennant la formule

$$H = h + R \quad (\text{III-9})$$

Avec :

H : hauteur totale du réservoir (m) ;

h : hauteur d'eau (m);

R : revanche (m),

- La hauteur de la réserve d'incendie :

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

$$h_{inc} = \frac{V_{inc}}{S} \quad (III-10)$$

Les dimensions des différents réservoirs terminaux sont portées dans le tableau suivant:

Tableau III.10: Tableau donnant les dimensions des réservoirs terminaux

Réservoirs	Volume en (m ³)	D (m)	S (m ²)	h (m)	h _{inc} (m)	R (m)	H (m)
R _{Snadla}	150	7,40	42,85	3,5	2,80	0,50	4,0
R _{Ouled Saada}	200	8	50,25	3,98	2,39	0,52	4,5
R _{Ouled N'seur}	200	8	50,25	3,98	2,39	0,52	4,5
R _{Sidi Boubaker}	200	8	50,25	3,98	2,39	0,52	4,5
R _{Tizi Lakhmes}	200	8	50,25	3,98	2,39	0,52	4,5
R _{Bouzougla}	250	9	63,61	3,93	1,98	0,57	4,5

Les dimensions des bâches de reprise sont regroupées dans le tableau suivant:

Tableau III.11: Tableau donnant les dimensions des bâches de reprise

Bâche de reprise	Volume (m ³)	D (m)	S (m ²)	h (m)	R (m)	H (m)
SP 1	1000	16	200,96	4,98	0,52	5,5
SP 2	500	12	113,04	4,42	0,68	5,0

Les dimensions des réservoirs tampon sont regroupées dans le tableau suivant:

Tableau III.12: Tableau donnant les dimensions des réservoirs tampon:

Réservoirs	Volume (m ³)	D (m)	S (m ²)	h (m)	h _{inc}	R (m)	H (m)
R _{D'Ighil Laakab}	200	8	50,25	3,98	2,39	0,52	4,5
R _{Berzakh}	500	12	113,04	4,42	0,53	0,68	5,0

Conclusion

Après le calcul des réservoirs, nous avons remarqué que certains réservoirs ne suffisent pas les besoins des agglomérations à l'horizon d'étude 2025. C'est pour cette raison, on a recommandé de projeter d'autres réservoirs qui jouent le rôle des réservoirs d'équilibre, répartis comme suit :

- Au niveau de la localité de Snsdla : un réservoir circulaire de capacité 150m³.
- Au niveau de la localité de Ouled Saada : un réservoir circulaire de capacité 200m³.
- Au niveau de la localité de Snsdla : un réservoir circulaire de capacité 200m³.

Les localités, Bouzougla, Sidi boubaker et Tizi lakhmis n'ont aucun moyen de stockage d'eau, d'où la nécessité de projeter des réservoirs de capacités respectivement, 250m³, 200m³ et 200m³.

Et cela sur le long de notre système d'adduction principale, on a projeté quatre réservoirs répartis comme suit :

- Au niveau de la (SP1) : un réservoir circulaire de capacité 1000m³.
- Au niveau de la (SP2) : un réservoir circulaire de capacité 500m³.
- Deux réservoirs tampon au niveau des localités, Ighil laakab et Berzakh de capacités respectivement, 200m³ et 500m³.

Les capacités des réservoirs déterminés précédemment garantiront l'alimentation en eau portable des localités à l'horizon d'étude 2025.

CHAPITRE IV : DIMENSIONNEMENT ET CONCEPTION DE L'ADDUCTION

Introduction

L'acheminement de l'eau pour n'importe quel réseau d'alimentation en eau potable se fait à l'aide d'une adduction, par pompage, gravitaire ou mixte. Le transfert d'eau à partir du barrage D'Ighil Emda vers la commune de Draa El Gaid afin de satisfaire les besoins en eau potable des différentes localités de la commune, nécessite le choix de la meilleure variante du système d'adduction du point de vue technico-économique. Dans notre cas, on dimensionne une adduction mixte (gravitaire- refoulement).

IV.1.Les conduites d'adduction

IV.1.1.Généralité [3]

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 aisé : le maintien de voies de circulation le long des adductions est utile.

Au minimum, une servitude de passage doit être prévue, mais l'achat du terrain d'assiette de la conduite et d'une voie de circulation est nécessaire pour les adductions importantes.

Certaines adductions peuvent parfois être très longues (jusqu'à 300km) et comporter un refoulement avec un réservoir de tête pour la partie gravitaire ou au contraire comprendre une ou plusieurs reprises par pompage.

IV.1.2.Types d'adduction [2]

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

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

➤ **Adduction gravitaire**

C'est une adduction où l'écoulement se fait gravitairement. 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.

➤ **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.

➤ **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.

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

IV.2.Choix des matériaux de canalisation

De nombreux types de tuyaux sont disponibles pour constituer une conduite. On peut classer en fonction des matériaux avec lesquels ils sont fabriqués : fonte, acier, PEHD....etc.

Le choix des tuyaux utilisés est fonction de la pression et de la nature du terrain, des coûts de fourniture et de mise en œuvre, mais aussi de la facilité à réaliser les raccordements, les prises de branchement, les réparations en cas de fuite.

Avant de passer au dimensionnement de ces conduites il est important de connaître le type de sol dans le quel ces dernières seront enterrées. Dans la zone d'étude le sol est agressif (d'après la DHW DE Bejaia .subdivision de Kherrata), et le terrain est accidenté.

Afin de lutter contre cette agressivité, on opte pour l'utilisation de la fonte ductile, pour l'adduction principale, étant donné que celle-ci résiste parfaitement à la corrosion, et le PEHD pour l'adduction Secondaire.

IV.3.Etude de l'adduction principale

IV.3.1.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. La zone d'étude s'étale depuis la source qui est le réservoir de l'eau traitée de la station de traitement du barrage D'Ighil Emda située à une côte de 549,5mNGA (d'après la DHW de la wilaya de Bejaia).

IV.3.1.1.Proposition de variantes

Avant de se lancer dans la proposition des variantes, nous signalons que le tracé de la conduite est imposé par faute de données (absence d'un levé topographique complet de la zone d'étude) et que les variantes sont choisies selon un tracé imposé (schéma directeur de l'adduction réalisé par le bureau d'étude ETHCS).

a) Variante N°1

Dans cette variante, le système d'adduction par refoulement est constitué de deux (02) stations de pompage. La première est située à l'aval de la station de traitement à une côte de 543mNGA et la deuxième est située à une côte de 860mNGA pour refouler l'eau aux deux réservoirs tampon projetés au niveau des localités, Igil Laakab et Berzakh de côtes respectivement, 960mNGA et 1040mNGA.

- La première station de pompage (SP1) refoule l'eau vers la deuxième station de pompage (SP2) par l'intermédiaire d'une conduite de 5343m de longueur à une hauteur d'environ 325m.
- la deuxième station de pompage (SP2) refoule l'eau aux deux réservoirs tampon projetés à une hauteur de 184m par rapport réservoir tampon de Berzakh, par l'intermédiaire d'une conduite de 4498m de longueur (figure IV.1).

b) Variante N°2

Dans cette variante, le système d'adduction par refoulement est constitué de trois (03) station de pompage la première est située à l'aval de la station de traitement à une côte de 543mNGA, la deuxième est située sise à une côte de 698mNGA et le troisième à une côte de 960mNGA pour refouler l'eau aux deux réservoirs tampon projetés, au niveau des localités, Igil Laakab et Berzakh de côtes respectivement, 960mNGA et 1040mNGA.

- La première station de pompage (SP1) refoule l'eau vers la deuxième station de pompage (SP2) par l'intermédiaire d'une conduite de 1936m de longueur à une hauteur d'environ 158m.
- la deuxième station de pompage (SP2) refoule l'eau vers la troisième station de pompage (SP3) par l'intermédiaire d'une conduite de 3380m de longueur à une hauteur d'environ 166m.
- la troisième station de pompage(SP3) refoule l'eau aux deux réservoirs tampon projeté à une hauteur de 184m par rapport réservoir tampon de Berzakh, par l'intermédiaire d'une conduite de 4498m de longueur (figure IV.2).

IV.3.1.2. Analyse et choix de la variante

La première variante prévoit deux stations de pompage pour élever l'eau à une hauteur totale de 509m, la deuxième variante prévoit trois stations de pompage, le choix de la variante définitive reste après le calcul des frais d'exploitation et d'amortissement des deux variantes.

Remarque :

Vu la nécessité de la détermination des frais totaux d'exploitation et d'amortissement, on est obligé de dimensionner selon les deux variantes.

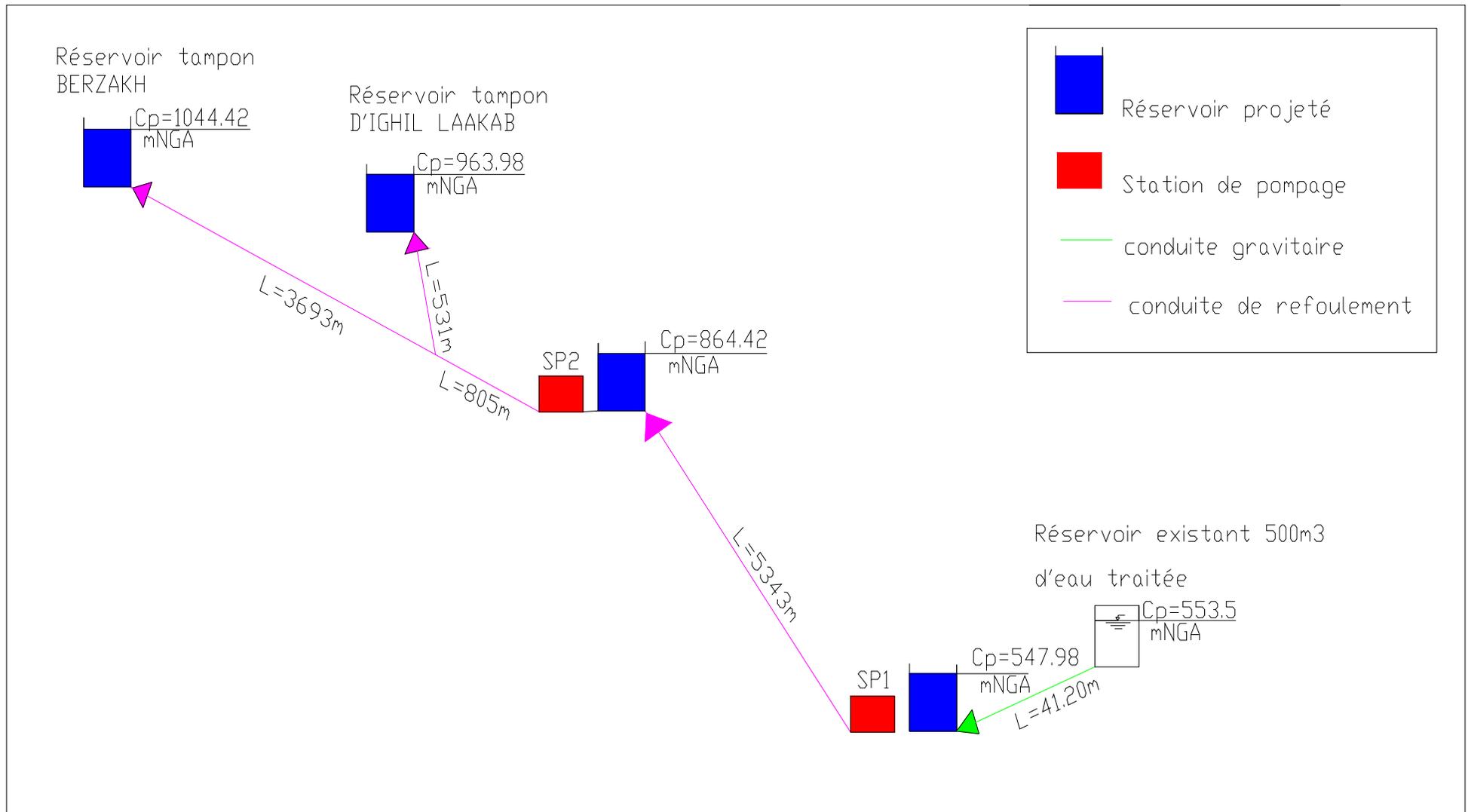


Figure IV.1: Schéma vertical de la variante N°1 (adduction principale)

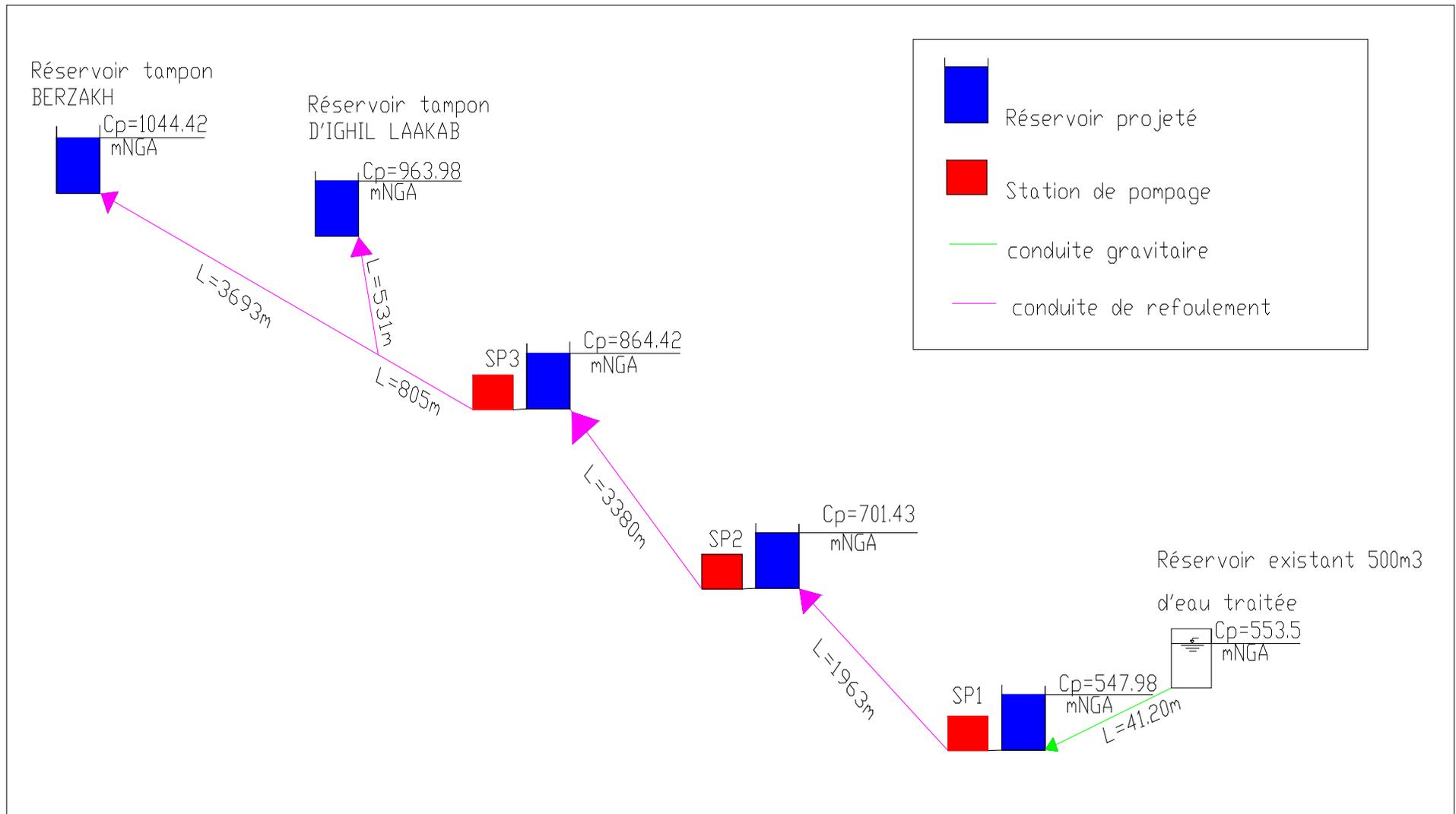


Figure IV.2: Schéma vertical de la variante N°2 (adduction principale)

IV.3.2. Dimensionnement de l'adduction principale pour les deux variantes

IV.3.2.1. Méthode de calcul [2][4]

Pour le calcul des diamètres économiques des conduites de refoulement, on utilise les deux formules approchées suivantes:

➤ **Formule de BRESS**

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

➤ **Formule de BONNIN**

$$D = \sqrt{Q} \quad (\text{IV-2})$$

Q: débit refoulé en m³/s.

Remarque: La formule de Bress n'est valable que pour les petits projets (longueur de conduite ≤ 1 Km)

A partir de ces deux diamètres déterminés, on choisit une gamme de diamètres parmi lesquels on optera pour celui qui présentera les frais les moins élevés.

❖ **Calcul des pertes de charge**

➤ **Pertes de charge linéaires**

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

- ✓ diamètre D de la conduite en (m);
- ✓ débit Q en (m³/s);
- ✓ la rugosité absolue K_s exprimée en mm;
- ✓ la longueur du tronçon L en (m).

$$\Delta H_l = I * L = \lambda \frac{L V^2}{D 2g} \quad (\text{IV-3})$$

λ : coefficient de frottement

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

ΔH_l: Pertes de charge linéaires en (m)

I: gradient hydraulique en (m/m)

Le coefficient λ est obtenu par les formules suivantes:

$$\lambda = (1,14 - 0,86 \ln \frac{K_s}{D})^{-2} \quad (\text{IV-4}) \quad (\text{Formule de Nikuradzé})$$

K_s: rugosité absolue de la conduite ;

➤ **Pertes de charge singulières**

Elles sont occasionnées par les singularités des différents accessoires de la conduite (Coude, vannes, clapets,.....) Elles sont estimées à 10 % des pertes de charge linéaires

$$\Delta H_s = 0,10 * \Delta H_l \quad (\text{IV-5})$$

➤ **Pertes de charge totales (ΔH_t)**

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

$$\Delta H_t = \Delta H_l + \Delta H_s \Leftrightarrow \Delta H_t = \Delta H_l + 0,10 * \Delta H_l$$

$$\Rightarrow \Delta H_t = 1,10 * \Delta H_l \quad (\text{IV-6})$$

❖ **Calcul de la hauteur manométrique totale**

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

$$HMT = H_g + \Delta H_a + \Delta H_r = H_g + \Delta H_t \quad (\text{IV-7})$$

H_g: la hauteur géométrique

ΔH_a: pertes de charge à l'aspiration

ΔH_r: pertes de charge au refoulement

❖ Puissance absorbée par la pompe

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

$$P = \frac{g * Q * HMT}{\eta} \quad (IV-8)$$

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

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

g: pesanteur (9.81 m/s²)

❖ Energie consommée par la pompe

$$E = P * t * 365 \text{ [Kwh]} \quad (IV-9)$$

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

P: puissance de la pompe en (kW)

❖ Frais d'exploitation

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

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

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

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

❖ Frais d'amortissement

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

$$F_{am} = P_{rc} * A \text{ [DA]} \quad (IV-11)$$

P_{rc}: prix de la conduite en (DA)

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

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \quad (IV-12)$$

i: Taux d'annuité annuel, i = 8 %

n: nombre d'années d'amortissement, n = 15 ans

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

IV.3.2.2. Dimensionnement de la Variante N°1

IV.3.2.2.1. Refoulement : SP1 - bâche de la SP2

Le débit d'exploitation de station de pompage (SP1) est calculé comme suit :

$$Q_{exp} = \frac{Q_{max,j}}{t * 3600}$$

Q_{exp}: Débit d'exploitation (m³/s) ;

Q_{max,j}: Débit maximum journalier (m³/j) ; Q_{max,j} = 5338,32 m³/j .

t: Durée de fonctionnement de la station par jour, t = 20 h.

$$\text{A.N: } Q_{exp,SP1} = \frac{5338,32}{20 * 3600} \Rightarrow Q_{exp,SP1} = 7,414 \cdot 10^{-2} \text{ m}^3/\text{s};$$

Le diamètre de la conduite moyennant la relation (IV.1) est tel que :

$$\text{A.N: } D = \sqrt{7,41 * 10^{-2}} \Rightarrow D = 0,272 \text{ m} \quad \text{donc } D = 272 \text{ mm}$$

Les résultats trouvés pour le calcul du diamètre économique de ce tronçon sont regroupés dans les tableaux suivants:

Tableau IV.1.a: Calcul de la HMT du tronçon SP1 - bache de la SP2

Diamètre (mm)	Longueur (m)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	λ	ΔH_{lin} (m)	ΔH_{totale} (m)	Hg (m)	HMT (m)
200	5343	74,14	2,361	0,031	235,31	258,84	321,42	580,26
250	5343	74,14	1,511	0,029	72,13	79,34	321,42	400,76
300	5343	74,14	1,049	0,027	26,99	29,69	321,42	351,11
350	5343	74,14	0,771	0,026	12,02	13,23	321,42	334,65
400	5343	74,14	0,590	0,025	5,93	6,52	321,42	327,94

Tableau IV.2.a: Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP1 - bache de la SP2

Diamètre (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F _{amort} (DA)
200	2810	5343	1754065,76
250	3675	5343	2294018,39
300	4670	5343	2915119,96
350	5625	5343	3511252,63
400	6580	5343	4107385,30

Tableau IV.3.a: Calcul des frais d'exploitation du tronçon SP1 - bache de la SP2

Diamètre en (mm)	P (K Watt)	E (KWh)	F _{exploit} (DA)
200	514,63	3756817,936	17544339,76
250	355,43	2594668,521	12117101,99
300	311,40	2273216,051	10615918,96
350	289,89	2116212,578	9882712,74
400	287,44	2098343,317	9799263,29

Tableau IV.4.a: Bilan du tronçon SP1- bache de la SP2

Diamètre mm	200	250	300	350	400
F _{exploit} (DA)	17544339,76	12117101,99	10615918,96	9882712,74	9799263,29
F _{amort} (DA)	1754065,76	2294018,39	2915119,96	3511252,63	4107385,30
Bilan (DA)	19298405,52	14411120,4	13531038,92	13393965,37	13906649

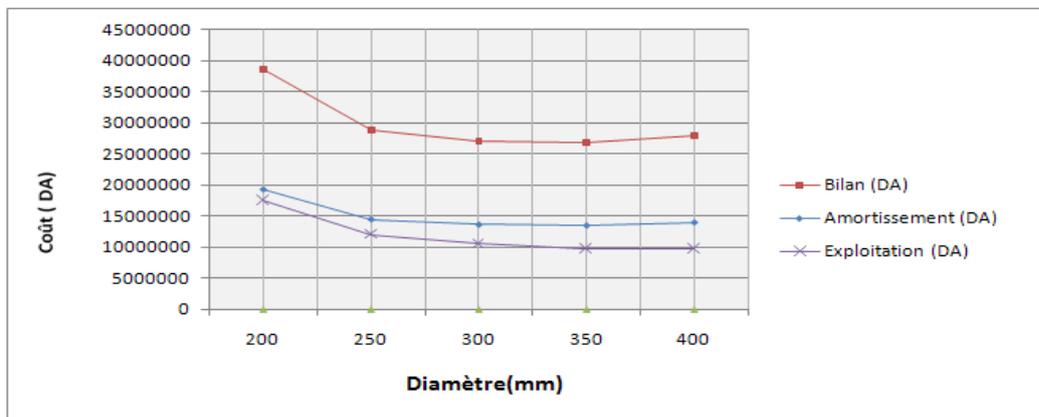


Figure IV.3.a : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (tronçon SP1- bache de la SP2)

Conclusion

Selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation, le diamètre économique est de 350mm, avec une vitesse de 0,77m/s et sur une longueur de 5343 m.

IV.3.2.2.2.Refolement : SP2 - Réservoir tampon Berzakh

La station de pompage (SP2) se situe dans la localité Tizi Lakhmes. La bache de reprise de cette station alimente gravitairement les différentes localités, à savoir Ouled N'Seur, Sidi Boubaker, Snadla, Ttakliat, Azaghar et Adjoun, et refoule le reste du débit vers les deux réservoirs tampons des localités, Ighil Laakab et Brezakh.

Le débit d'exploitation de station de pompage (SP2) est calculé comme suit :

$$Q_{exp} = \frac{Q_{max,j}}{t * 3600}$$

Q_{exp} : Débit d'exploitation (m^3/s) ;

$Q_{max,j}$: Débit maximum journalier (m^3/j) ; $Q_{max,j} = 3302,88 m^3/j$.

t : Durée de fonctionnement de la station par jour, $t = 20 h$.

$$\text{A.N: } Q_{exp,SP3} = \frac{3302,88}{20 * 3600} \Rightarrow Q_{exp,SP3} = 4,59 \cdot 10^{-2} m^3/s;$$

Le diamètre de la conduite moyennant la relation (IV.1) est tel que :

$$\text{A.N: } D = \sqrt{4,59 * 10^{-2}} \Rightarrow D = 0,214m \text{ donc } D = 214 mm$$

Les résultats trouvés pour le calcul du diamètre économique de ce tronçon sont regroupés dans les tableaux suivants:

Tableau IV.5: Calcul de la HMT du tronçon SP3 - Réservoir tampon Berzakh

Diamètre (mm)	Longueur (m)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	λ	ΔH_{lin} (m)	ΔH_{totale} (m)	Hg (m)	HMT (m)
150	4498	45,90	2,60	0,034	620,01	682,01	184,42	866,43
200	4498	45,90	1,46	0,031	123,57	135,93	184,42	320,35
250	4498	45,90	0,93	0,029	23,27	25,60	184,42	210,02
300	4498	45,90	0,65	0,027	12,50	13,75	184,42	198,17

Tableau IV.6: Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP3- Réservoir tampon Berzakh

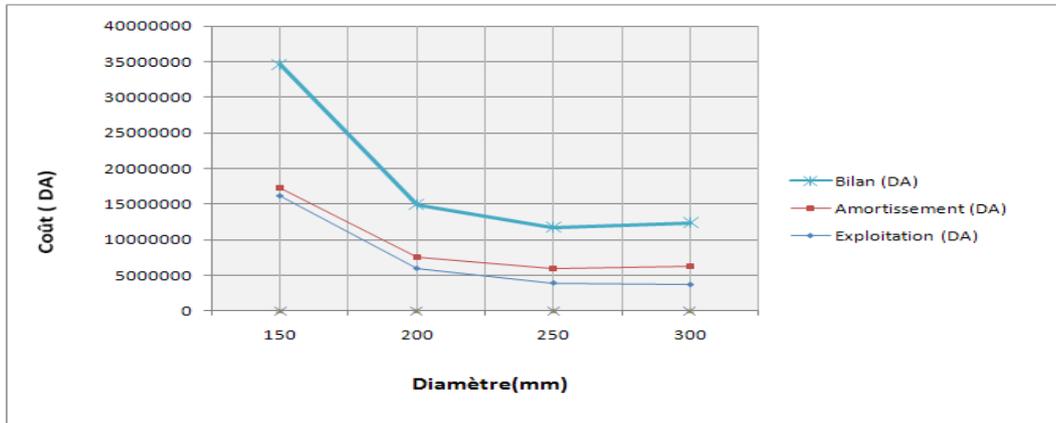
Diamètre (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F_{amort} (DA)
150	2056	4498	1080430,76
200	2810	4498	1476658,77
250	3675	4498	1931217,42
300	4670	4498	2454091,26

Tableau IV.7: Calcul des frais d'exploitation du tronçon SP3- Réservoir tampon Berzakh

Diamètre en (mm)	P (K Watt)	E (KWh)	F_{explo} (DA)
150	475,77	3473121,00	16219475,07
200	175,85	1283705,00	5994902,35
250	115,33	841909,00	3931715,03
300	108,82	794386,00	3709782,62

Tableau IV.8: Bilan du tronçon SP3- Réservoir tampon Berzakh

Diamètre (mm)	150	200	250	300
$F_{\text{explo}} \text{ (DA)}$	16219475,07	5994902,35	3931715,03	3709782,62
$F_{\text{amort}} \text{ (DA)}$	1080430,76	1476658,77	1931217,42	2454091,26
Bilan (DA)	17299905,83	7471561,12	5862932,45	6163873,9

**Figure IV.4 :** Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (tronçon SP2 - Réservoir tampon Berzakh)

Conclusion

Selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation, le diamètre économique est de 250mm, avec une vitesse de 0,93m/s et sur une longueur de 4498 m.

IV.3.2.3.Dimensionnement de la Variante N°2

IV.3.2.3.1.Refoulement : SP1 - bache de la SP2

Le débit d'exploitation de station de pompage (SP1) est calculé comme suit :

$$Q_{\text{exp}} = \frac{Q_{\text{max},j}}{t * 3600}$$

Q_{exp} : Débit d'exploitation (m^3/s) ;

$Q_{\text{max},j}$: Débit maximum journalier (m^3/j) ; $Q_{\text{max},j} = 5338,32 \text{ m}^3/\text{j}$.

t : Durée de fonctionnement de la station par jour, $t = 20 \text{ h}$.

$$\text{A.N: } Q_{\text{exp,SP1}} = \frac{5338,32}{20 * 3600} \Rightarrow Q_{\text{exp,SP1}} = 7,414 \cdot 10^{-2} \text{ m}^3/\text{s};$$

Le diamètre de la conduite moyennant la relation (IV.1) est tel que :

$$\text{A.N: } D = \sqrt{7,41 * 10^{-2}} \Rightarrow D = 0,272\text{m} \text{ donc } D = 272 \text{ mm}$$

Les résultats trouvés pour le calcul du diamètre économique de ce tronçon sont regroupés dans les tableaux suivants:

Tableau IV.9.b: Calcul de la HMT du tronçon SP1 - bache de la SP2

Diamètre (mm)	Longueur (m)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	λ	ΔH_{lin} (m)	ΔH_{totale} (m)	Hg (m)	HMT (m)
200	1963	74,14	2,361	0,031	86,46	95,12	158,53	253,65
250	1963	74,14	1,511	0,029	26,50	29,15	158,53	187,65
300	1963	74,14	1,049	0,027	9,92	10,91	158,53	169,44
350	1963	74,14	0,771	0,026	4,42	4,86	158,53	163,39
400	1963	74,14	0,590	0,025	2,18	2,40	158,53	160,93

Tableau IV.10.b: Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP1 - bache de la SP2

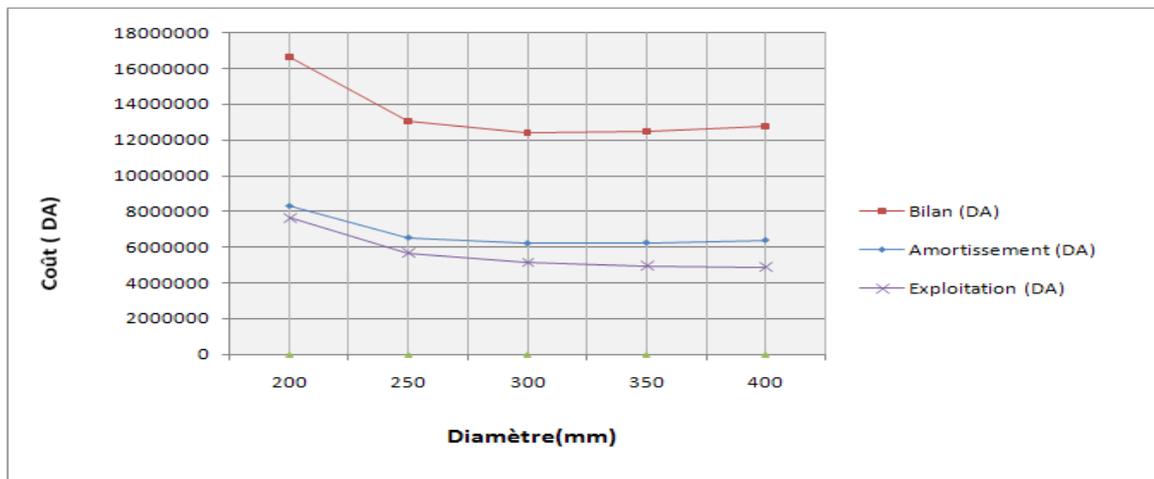
Diamètre (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F _{amort} (DA)
200	2810	1963	644272,30
250	3675	1963	842598,12
300	4670	1963	1070730,12
350	5625	1963	1289691,00
400	6580	1963	1508651,87

Tableau IV.11.b: Calcul des frais d'exploitation du tronçon SP1 - bache de la SP2

Diamètre en (mm)	P (K Watt)	E (KWh)	F _{exploit} (DA)
200	224,98	1642354,00	7669793,18
250	166,44	1215012,00	5674106,04
300	150,29	1097117,00	5123536,39
350	144,92	1057916,00	4940467,72
400	142,74	1042002,00	4866149,34

Tableau IV.12.b: Bilan du tronçon SP1- bache de la SP2

Diamètre mm	200	250	300	350	400
F _{exploit} (DA)	7669793,18	5674106,04	5123536,39	4940467,72	4866149,34
F _{amort} (DA)	644272,30	842598,12	1070730,12	1289691,00	1508651,87
Bilan (DA)	8314065,48	6516704,16	6194266,5	6230158,7	6374801,2

**Figure IV.5.b :** Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (tronçon SP1- bache de la SP2)

Conclusion

Selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation, le diamètre économique est de 300mm, avec une vitesse de 1,05m/s et sur une longueur de 1963 m.

IV.3.2.3.Refolement : SP2 - bache de la SP3

La station de pompage (SP2) est appelée à refouler tout le débit qu'elle reçoit de la station de pompage (SP1) alors son débit d'exploitation est le même que celui de cette dernière :

$$Q_{exp, SP2} = 7,414 \cdot 10^{-2} m^3/s.$$

Ainsi le diamètre de la conduite moyennant la relation (IV.1) est de : $D = 272 \text{ mm}$

Les résultats trouvés pour le calcul du diamètre économique de ce tronçon sont regroupés dans les tableaux suivants:

Tableau IV.13: Calcul de la HMT du tronçon SP2 - bache de la SP3

Diamètre (mm)	Longueur (m)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	λ	ΔH_{lin} (m)	ΔH_{totale} (m)	Hg (m)	HMT (m)
200	3380	74,14	2,361	0,031	148,86	163,75	166,42	330,17
250	3380	74,14	1,511	0,029	45,63	50,19	166,42	216,61
300	3380	74,14	1,049	0,027	17,07	18,78	166,42	185,20
350	3380	74,14	0,771	0,026	7,60	8,36	166,42	174,78
400	3380	74,14	0,590	0,025	3,75	4,12	166,42	170,54

Tableau IV.14: Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP2 - bache de la SP3

Diamètre (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F _{amort} (DA)
200	2810	3380	1109627,97
250	3675	3380	1451203,85
300	4670	3380	1844114,82
350	5625	3380	2221230,38
400	6580	3380	2598345,93

Tableau IV.15: Calcul des frais d'exploitation du tronçon SP2 - bache de la SP3

Diamètre en (mm)	P (K Watt)	E (KWh)	F _{exploit} (DA)
200	292,85	2137805,00	9983549,35
250	192,13	1402549,00	6549903,83
300	164,27	1199171,00	5600128,57
350	155,02	1131646,00	5284786,82
400	151,26	1104198,00	5156604,66

Tableau IV.16: Bilan du tronçon SP2-SP3

Diamètre mm	200	250	300	350	400
F _{exploit} (DA)	9983549,35	6549903,83	5600128,57	5284786,82	5156604,66
F _{amort} (DA)	1109627,97	1451203,85	1844114,82	2221230,38	2598345,93
Bilan (DA)	11093177,32	8001107,68	7144243,39	7506017,2	7754950,6

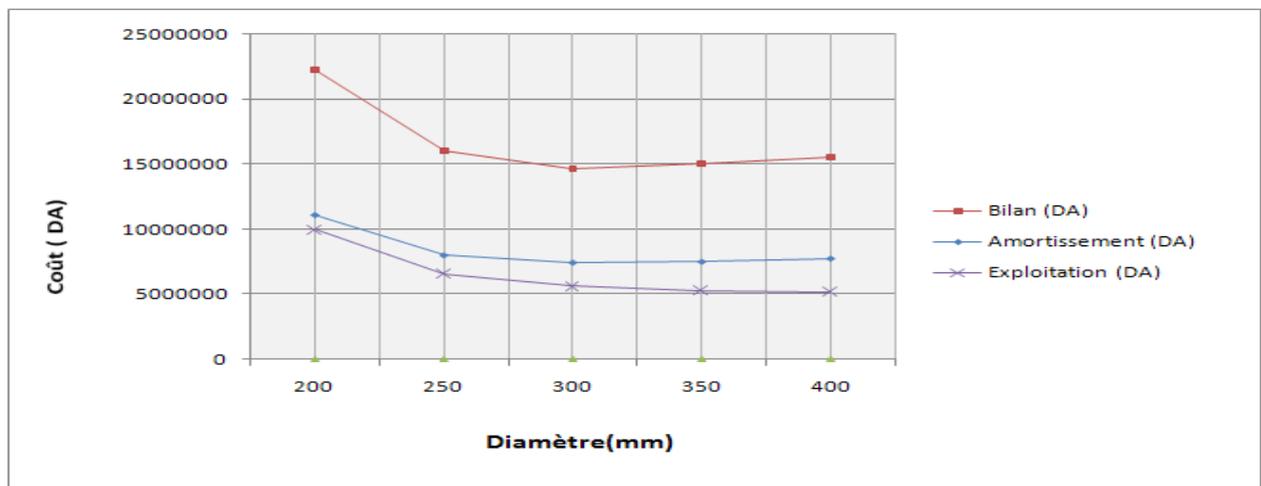


Figure IV.6: Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (tronçon SP2 - bache de la SP3)

Conclusion

Selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation, le diamètre économique est de 350mm, avec une vitesse de 0,77m/s et sur une longueur de 3380 m.

IV.3.2.3.Refolement : SP3 - Réservoir tampon Berzakh

Ce qui concerne les caractéristiques du tronçon reliant SP3 au réservoir tampon de Berzakh restent les même que celles de la variante N°1 du tronçon SP2 reliant ce réservoir.

IV.3.2.4.Bilan total des frais:

Tableau IV.17: Bilan total des frais d'amortissement et d'exploitation des deux variantes :

les variantes	Amortissement (DA)	Exploitation (DA)	Bilan total (DA)
variante N°1	5442470,05	13814427,77	19256897,82
variante N°2	5223181,52	14340058,24	19563239,95

Conclusion

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

IV.3.2.5.Refolement : PiquageA[PA] –réservoir tampon D'Ighil laakab

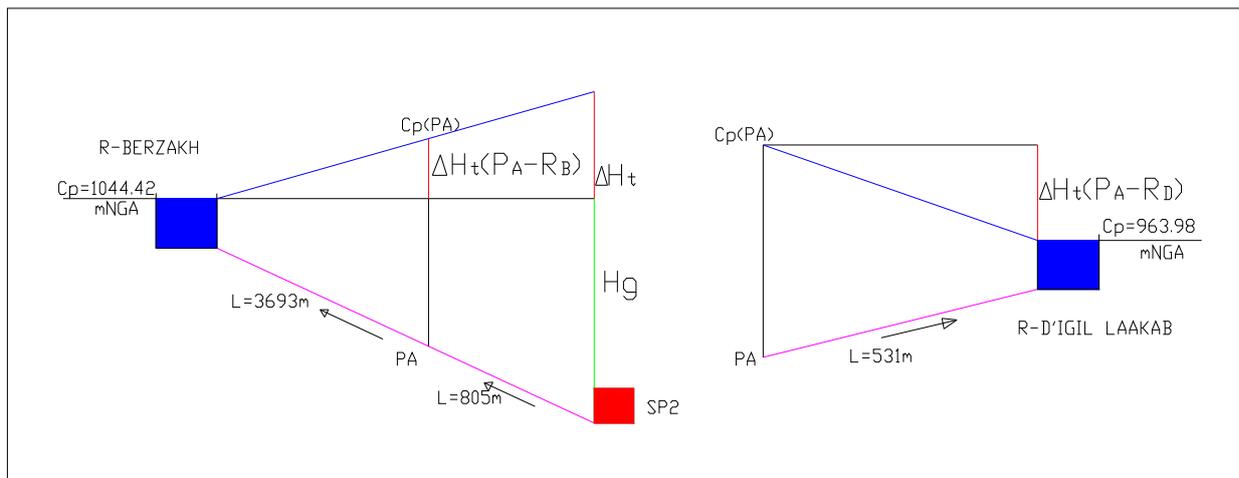


Figure IV.7: Schéma hydraulique (Piquage A [PA] –réservoir tampon D'Ighil laakab)

$$\Delta H_{p1-R.Berzakh} = \frac{K' * L_e * Q^\beta}{D^m}$$

ΔH_t : Perte de charge totale (m);

K' : Coefficient de perte de charge ;

L_e : Longueur équivalente de la conduite (m) ;

$$L_e = 1,10L_g$$

L_g : Longueur géométrique de la conduite (m) ;

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

D : Diamètre avantageux calculé de la conduite (m)

Avec : $\beta=2$; $m=5,3$

$$\Delta H_{P1-R.Berzakh} = \frac{0,001735 \times 4062,30 \times (0,0459)^2}{0,25^{5,3}} = 23,05$$

$$C_{p1} = 1040 + 23,05 = 1063,05 \text{ m}$$

$$\Delta H_{P1-R.DIG} = 1063,05 - 963,98 = 99,07$$

$$D = \sqrt[5,3]{\frac{0,001735 \times 584,10 \times (0,0095)^2}{99,07}} = 0,073 \text{ m} = 73 \text{ mm}$$

Normalisation de diamètre

Après la normalisation on a abouti aux résultats qui sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau IV-18: Diamètre normaliser de tronçon (Piquage A [PA] –réservoir tampon D'Ighil laakab)

Débit du tronçon (l/s)	D (mm)	matériau	V (m/s)	L _{eq}	ΔH _i (m)	C _p (m)	C _T (m)	P (m)
9,5	80	Fonte	1,89	610,65	59,55	1003,50	960	43,50

Remarque

Donc pour avoir la pression qu'il faut on place un **réducteur de pression aval**

IV.3.2.6. Détermination de diamètre avantageux tronçon (Réservoir d'eau traitée-Bâche (SP1))

Puisque le diamètre est inconnu on parle de la charge disponible

$$\Delta H_d = C_{r R \text{ d'eau traitée}} - C_{TPB3} = 549,5 - 547,98 = 1,52 \text{ m}$$

Si on assimile la perte de charge ΔH à ΔH_d on trouve

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K^* L_e^* Q^\beta}{\Delta H_d}}$$

L_e : Longueur équivalente de la conduite (m) ;

$$L_e = 1,10 L_g$$

Avec : $\beta = 2$; $m = 5,3$

Application

$$D_{av} = \sqrt[5,3]{\frac{0,001735 \times 45,32 \times (0,06179)^2}{1,52}} = 0,200 = 200 \text{ mm}$$

Donc le diamètre normalisé est : **200mm** en fonte

IV.4. Etude de l'adduction secondaire

IV.4.1. Proposition de variantes

a) Variante N°1

Dans cette variante, le réseau d'adduction est constitué de trois [03] tronçons qui s'étalent un linéaire de à 5104 m.

- Le premier tronçon, relie le réservoir transit de la station de pompage (SP2) au réservoir projeté de localité de Sidi Boubaker. Ce tronçon d'adduction est sur un linéaire de 2940 m. Ce tracé suit en général l'accotement des pistes existantes.

- Le deuxième tronçon relie le réservoir transit de la station de pompage (SP2) au réservoir projeté de localité de Ouled N'Seur. Ce tronçon occupe un linéaire de 1974 m, il suit en général les terrains agriculteurs.

- Le troisième tronçon relie le réservoir transit de la station de pompage (SP2) au réservoir de localité de Snadla, sur un linéaire de 877 m.

b) Variante N°2

Dans cette variante, le réseau d'adduction est constitué de trois [03] tronçons qui s'étalent sur un linéaire égal à 3139 m.

- Le premier tronçon sera le même que dans la première variante, du réservoir transit de la station de pompage (SP2) au réservoir projeté de localité de Sidi Boubaker, sur un linéaire de 2940 m.

- Le deuxième tronçon relie le picage (01) au réservoir projeté de localité d'Ouled N' Seur. Ce tronçon occupe un linéaire de 786 m, il suit en général les pistes existantes afin de faciliter l'admission des engins pour la pose de canalisation et par la suite l'accès pour l'intervention sur les canalisations en cas de problème.

- Le troisième tronçon relie le picage (02) au réservoir de localité de Snadla, sur un linéaire de 100 m.

IV.4.2. Analyse et choix des variantes :

- La première variante demande a un linéaire de 5104 m ; soit 1965 m de plus que celui de la deuxième variante.

- Cependant, la deuxième variante prend pratiquement tout son cheminement dans les pistes existantes afin de faciliter l'admission des engins pour la pose de canalisation et par la suite l'accès pour l'intervention, étant donné que des travaux supplémentaires devront être réalisés (terrassements...) avant la pose de canalisation.

Conclusion

Vu ses avantages, la variante N°2 est la meilleure du point de vue technico-économique

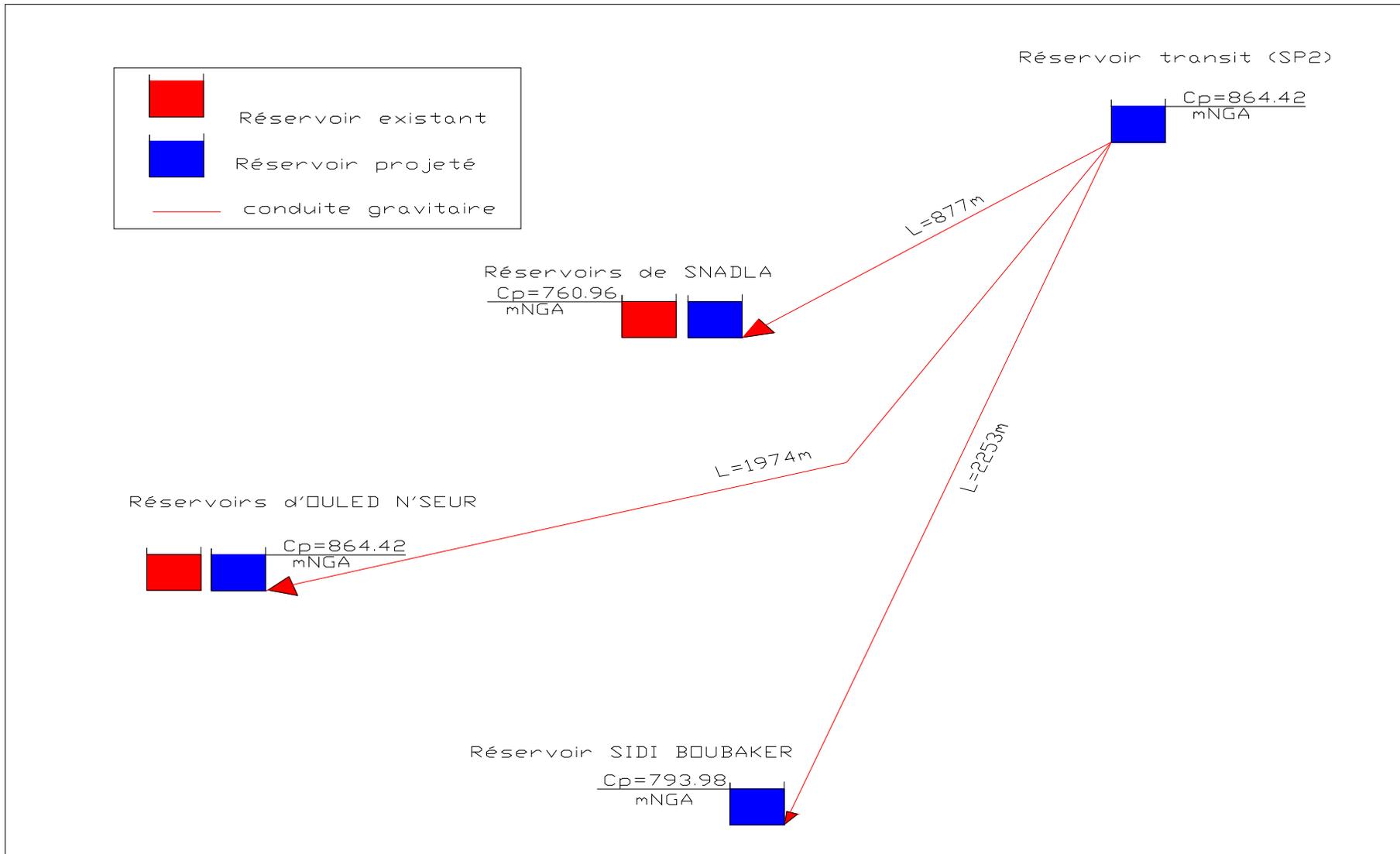


Figure IV.8: Schéma vertical de la variante N°1 (Adduction secondaire)

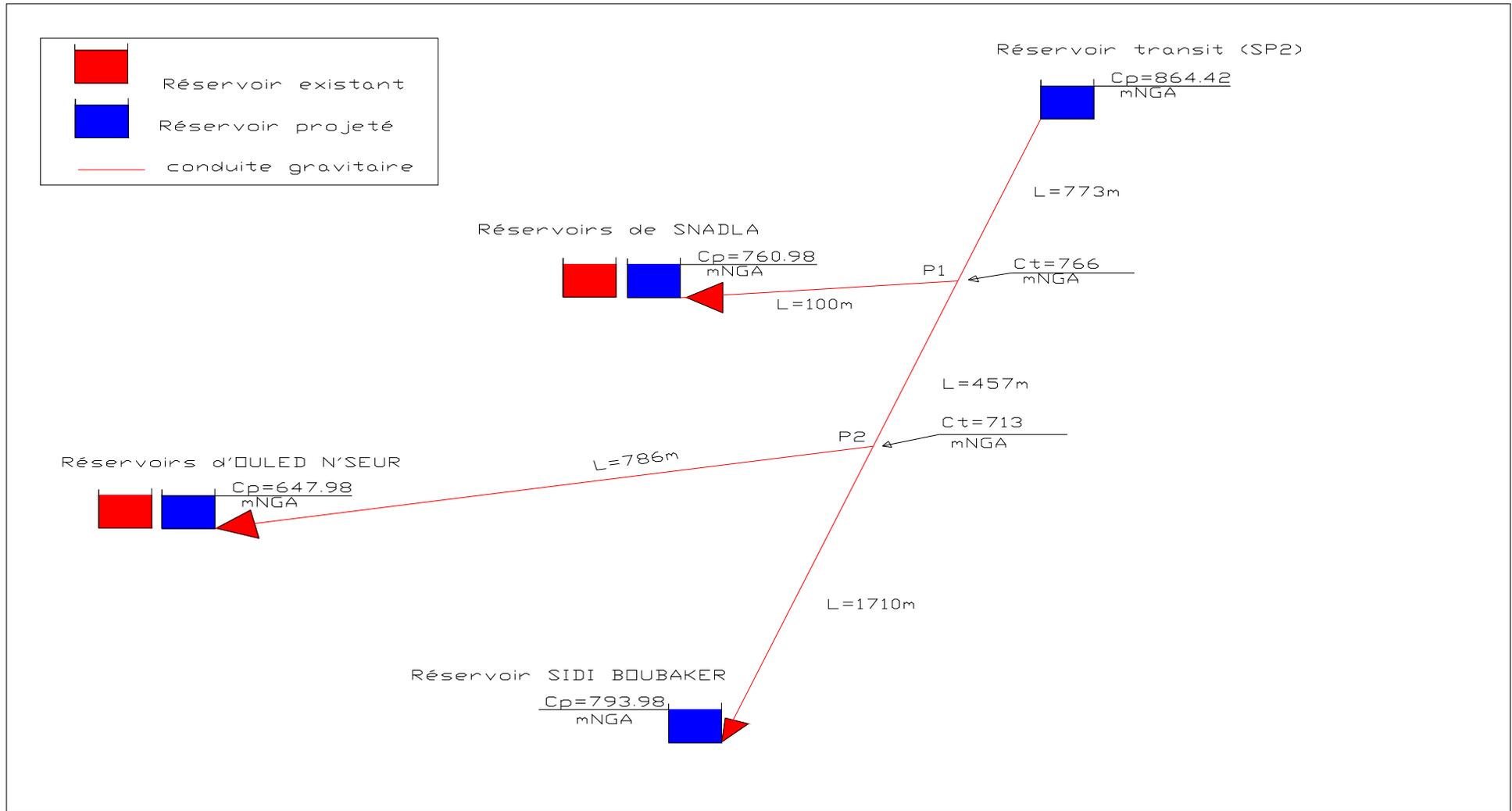


Figure IV.9: Schéma vertical de la variante N°2 (Adduction secondaire)

IV.4.3. Dimensionnement de l'adduction secondaire (écoulement gravitaire)

IV.4.3.1. Méthode de calcul [2]

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

$$\Delta H_t = L_e * I = \frac{K' * L_e * Q^\beta}{D_{av}^m} \quad (IV-13)$$

ΔH_t : Perte de charge totale (m);

K' : Coefficient de perte de charge;

L_e : Longueur équivalente de la conduite (m) ;

I : Gradient hydraulique ;

$$L_e = L_g + L_{e_s}$$

L_g : Longueur géométrique de la conduite (m) ;

L_{e_s} : 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.

$$\Delta H_t = 1,10 * \Delta H_p^{lin} \Rightarrow L_e = 1,10 * L_g$$

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) ;

β : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;

m : Exposant tenant compte du type du matériau.

Selon le type de matériau les coefficients K' , m et β sont donnés dans le tableau III.4

Tableau IV.19 : Coefficients K' , m , β pour différents types du tuyau :

Tuyau	K'	m	β
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 :

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_e * Q^\beta}{\Delta H_t}} \quad (IV-17)$$

Dans notre cas, on prend : $K'=0,001052$; $\beta=2$; $m=4,77$

IV.4.3.2.Calcul des longueurs des différents tronçons

Les longueurs des différents tronçons sont présentées dans le tableau suivant:

Tableau IV.20: Les longueurs des différents tronçons de l'adduction :

N° du tronçon	Point de départ	Point d'arrivée	Longueur géométrique (m)	Longueur équivalente (m)
1-2	Bâche (SP2)	Piquage 1	773	850,30
2-3	Piquage 1	Piquage 2	457	502,70
3-4	Piquage 2	Réservoir Sidi Boubakre	1710	1881
2-6	Piquage 1	Réservoir Snadla	100	110
3-5	Piquage 2	Réservoir Ouled N'seur	786	864,60
7-8	Réservoir tampon D'Ighil Laakab	Réservoir Bouzougla	827,86	910,65
7-9	Réservoir tampon D'Ighil Laakab	Réservoir Ouled Saada	428,78	471,66

IV.4.3.3.Les caractéristiques des différents points

Les Caractéristiques des différents points de notre adduction sont données dans le tableau ci-après:

Tableau IV.21: Les altitudes des différents points de l'adduction :

N° du point	Point	Côte de terrain naturel
1	Bâche (SP2)	860
2	Piquage 1	766
3	Piquage2	713
4	Réservoir Sidi Boubakre	790
5	Réservoir Ouled N'seur	644
6	Réservoir Snadla	757
7	Réservoir tampon D'Ighil Laakab	960
8	Réservoir Bouzougla	884
9	Réservoir Ouled Saada	909

IV.4.3.4.Calcul des diamètres avantageux des tronçons de l'adduction

Le diamètre avantageux est calculé à base de la formule (IV-12)

Les résultats trouvés pour le calcul des diamètres avantageux de ces tronçons sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau IV.22: Diamètres calculés pour différents tronçons de l'adduction :

N° du tronçon	Débit du tronçon (l/s)	Longueur géométrique (m)	Longueur équivalente (m)	I (m/m)	ΔH_i (m)	D _{calculé} (mm)
1-2	10,95	773	850,30	0,0218	23,89	75,70
2-3	5,4	457	502,70	0,0218	14,12	56,25
3-4	3,5	1710	1881	0,0218	52,86	46,89
2-6	5,55	100	110	0,0218	3,09	56,90
3-5	1,9	786	864,60	0,0218	24,29	36,30
7-8	5,5	827,86	910,65	--	76,05	45,11
7-9	2,4	428,78	471,66	--	51	30,18

IV.4.3.5. Normalisation des diamètres avantageux

Après la normalisation on a abouti aux résultats qui sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau IV.23: Diamètres normalisés pour différents tronçons de l'adduction :

N° du tronçon	Débit du tronçon (l/s)	D (mm)	matériau	V (m/s)	L_{eq} (m)	ΔH_i (m)	C_p (m)	C_T (m)	P (m)
1-2	10,95	125	PEHD	0,89	850,30	2,18	857,82	766	91,82
2-3	5,4	90	PEHD	0,84	502,70	1,50	856,32	713	143,32
3-4	3,5	75	PEHD	0,79	1881	5,63	850,69	790	60,69
2-6	5,55	90	PEHD	0,87	110	0,34	857,48	757	100,48
3-5	1,9	50	PEHD	0,97	864,60	5,27	851,07	644	207,07
7-8	5,5	90	PEHD	0,86	910,65	2,82	957,25	884	73,18
7-9	2,4	75	PEHD	0,55	471,66	0,66	959,39	909	50,34

Donc pour avoir les pressions qu'il faut on place les **réducteurs de pression aval**

Tableau IV.24: L'emplacement de réducteurs de pression aval et la pression réduit :

L'emplacement de réducteurs de pression aval	la pression réduit (m)
Réservoir Sidi Boubakre	47,23
Réservoir Ouled N'seur	20
Réservoir Snadla	60
Réservoir Bouzougla	73,23
Réservoir Ouled Saada	50,34

IV.4.3.6. Principe de fonctionnement d'un régulateur de pression aval

Ce sont des organes de vannage qui introduisent automatiquement une perte de charge variable, de manière à ce que la pression aval soit maintenue à une valeur constante de consigne, quelque soit le débit et la pression amon. Le réglage du clapet se fait directement par l'action de la pression aval par un piston ou une membrane venant contrebalancer l'effet d'un ressort ou d'un contrepoids.

Conclusion

L'étude technico-économique de l'adduction nous à permis de récapituler ce qui suit : L'adduction secondaire sera composée d'une partie gravitaire de 3139 m de longueur des différents diamètres (annexe IV.1), et d'une adduction principal de 10372m de longueur, constituée de deux stations de pompage. La première conduite de refoulement à une longueur de 5343 m et un diamètre de 350 mm, la deuxième à une longueur de 4498 m et un diamètre de 250 mm.

CHAPITRE V : 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

L'emplacement ou bien le site où la station de pompage doit être déterminée à partir du calcul technico- économique, tiendra compte des conditions locales et des conditions de l'exploitation. Il dépend aussi du relief, d'accès de l'alimentation en énergie électrique et de l'environnement. L'exploitation de la station de pompage tient compte aussi de la condition de la prise d'eau, de la fluctuation du niveau d'eau dans le réservoir et des conditions hydrogéologiques et géologiques.

V.2.Situation des ouvrages

La première station de pompage se trouve au sud du barrage IGHIL EMDA dans la localité de BOU IEZM, à une côte de 543mNGA. La deuxième station de pompage se trouve dans la localité de TIZI LAKHMIS, à une côte de 860mNGA.

V.3.Choix de l'équipement hydromécanique et énergétique

V.3.1.Généralités

Tout l'équipement de la station de pompage est classé en deux groupes : hydromécanique et énergétique par la suite, à leur tour, ces derniers sont groupés en équipement principal et celui auxiliaires.

Nous citerons l'équipement principal, à savoir pompes et moteurs principaux robinets –vannes, clapets installés sur les conduites de refoulement et d'aspiration au voisinage immédiat des pompes principales. Cet équipement intervient de façon permanente dans l'adduction. Le choix de l'équipement principal est un problème délicat, puisqu'il s'agit du dimensionnement ou bien du type de bâtiment et le choix de l'équipement auxiliaire dépend des facteurs suivants : conditions locales, type de l'équipement principal et type du bâtiment.

V.4.Choix du type de pompe

Les critères de choix du type de pompe sont :

- ✓ 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.

On opte pour les pompes ITALIE (pompes centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal) de marque **CAPRARI**.

En plus de ses avantages techniques et mécaniques, ce type de pompe nous assure le débit et la hauteur manométrique totale appelée avec une vitesse de rotation variant (3500-1750) tr/min

V.5.Choix du nombre de pompes

Les critères de choix du nombre de pompes sont :

- ✓ Nombre de pompes n minimal ;
- ✓ Meilleur rendement ;
- ✓ Charge nette d'aspiration requise $(NPSH)_r$, minimale ;
- ✓ Nombre d'étage minimal ;
- ✓ Puissance absorbée minimale.

V.5.1.Refolement : SP1–bâche de la (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)	Ø roue (mm)
1	266,92	334,65	PMS150/8B	77,1	339	1750	8	327	2,99	150
2	133,46	334,65	PM100/4C	77,2	338	3500	4	165	4,36	100
3	88,97	334,65	PM80/6C	74,7	338	3500	6	111	4,16	80
4	66,73	334,65	PM80/8E	70,06	358	3500	8	96,2	80	65

A partir du tableau V.1, on déduit que la variante de deux (02) pompes est la meilleure du point de vue rendement, puissance absorbée et nombre de pompes en parallèle.

Remarque

On opte pour un nombre de pompe de deux (02) en plus d'une (01) pompe de secours. Ces trois (03) pompes sont identiques de type **PMS100/4C.CAPRARI**.

V.5.2.Refolement : SP2–réservoir tampon Berzakh

On note le nombre, le type et les caractéristiques des pompes 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)	Ø roue (mm)
1	165,14	210	PM125/7B	76,5	218	1750	7	130	2,58	125
2	82,57	210	--	--	--	--	--	--	--	--
3	55,05	210	PM100/10C	73,4	222	1750	10	47,7	2,10	100
4	41,29	210	PM80/12A	71,8	231	1750	12	38	1,78	80

A partir du tableau V.2, on déduit que la variante de (01) pompes est la meilleure du point de vue rendement, puissance absorbée et nombre de pompes en parallèle.

Remarque :

On opte pour un nombre de pompe de (01) en plus d'une (01) pompe de secours. Ces deux (02) pompes sont identiques de type **PM125/7B. CAPRARI**.

V.6.Courbes caractéristiques des pompes

Les courbes caractéristiques de la pompe $[H-Q]$, $[P_{abs} - Q]$, $[\eta_p - Q]$, $[(NPSH)_r - Q]$. Sont retirées a partir de logiciel de CAPRARI et sont Représentées par la figure (V.1) pour la première station de pompage et la figure (V.2) pour la deuxième station.

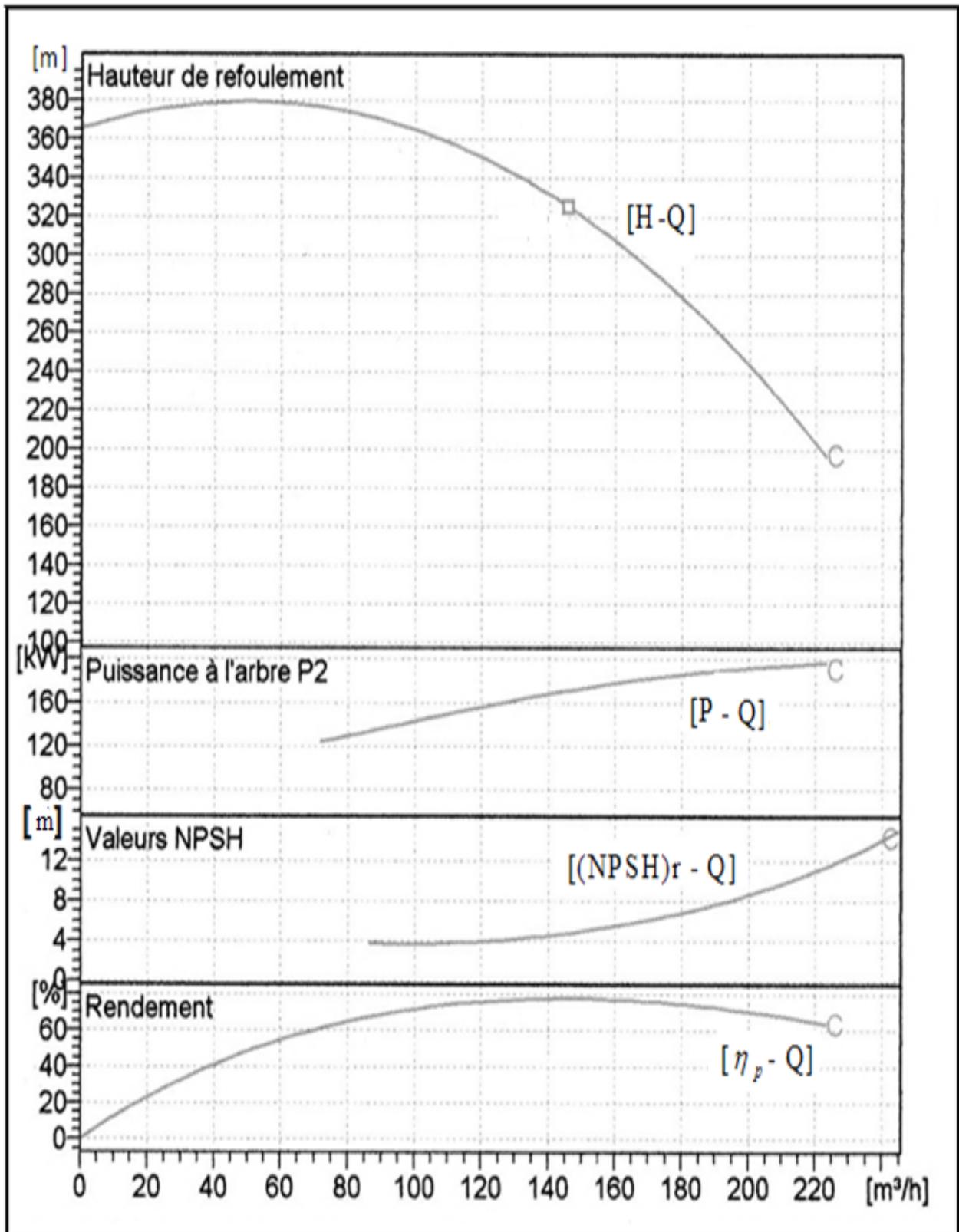


Figure V.1 : Les courbes caractéristiques de la pompe (SP1) de type CAPRARI PM100/4C.

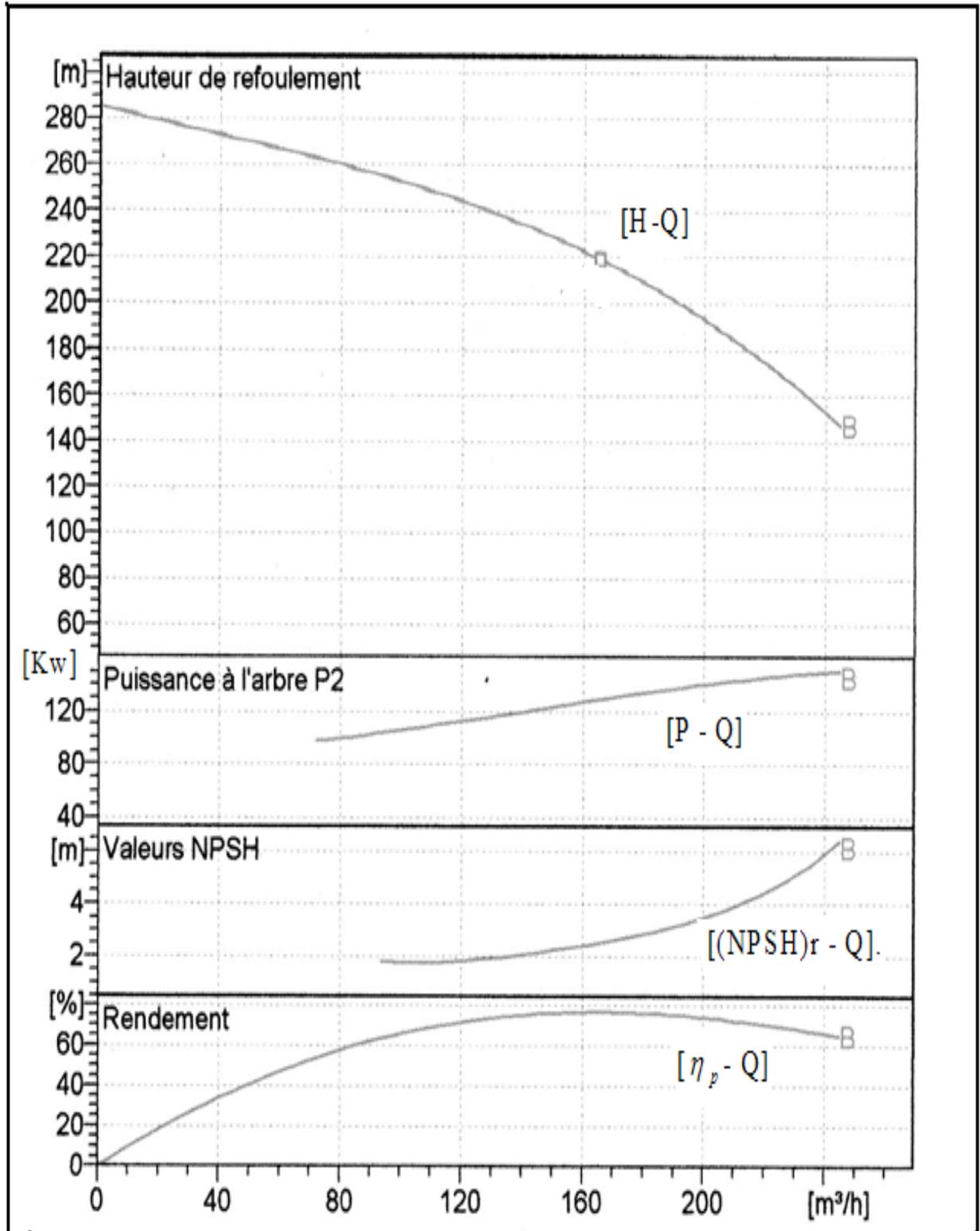


Figure V.2 : Les courbes caractéristiques de la pompe (SP2) de type CAPRARI PM125/7B.

V.7. Points de fonctionnement des pompes

Le point de fonctionnement d'une pompe est l'intersection entre la courbe caractéristique de la pompe installée et en fonctionnement $[H-Q]$ et la courbe caractéristique de la conduite véhiculant un débit de la pompe en fonctionnement $[H_c-Q]$.

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.

a) Courbe caractéristique de la conduite

La courbe caractéristique de la conduite est une parabole dont l'équation est la 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) ;

b) Pertes de charge singulières

Elles sont occasionnées par les singularités des différents accessoires de la conduite (Coude, vannes, clapets,.....) Elles sont estimées à 10 % des pertes de charge linéaires

c) Pertes de charge totales (ΔH_t)

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

$$\begin{aligned} \Delta H_t &= \Delta H_l + \Delta H_s \Leftrightarrow \Delta H_t = \Delta H_l + 0,10 * \Delta H_l \\ &\Rightarrow \Delta H_t = 1,10 * \Delta H_l \quad (IV.2) \end{aligned}$$

Avec :

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

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

λ : Coefficient de frottement qui est en fonction de la rugosité de la paroi interne de la conduite et du régime d'écoulement (la rugosité de la paroi interne de la conduite $K_s=1\text{mm}$);

Moyennant la formule IV.4 (Chapitre IV), on détermine le coefficient de frottement ;

L_{ref} : longueur de la conduite de refoulement (m) ;

Q : débit refoulé par la pompe (m^3/s) ;

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

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

V.7.1.Refolement : SP1– bête de la (SP2)

Tableau V.3 : Courbe caractéristique de la conduite de refolement (SP1- bête de la SP2)

N°	Q (m ³ /h)	2Q (m ³ /h)	H _g (m)	L _{ref} (m)	D _{ec} (mm)	λ	Δh _p ^{lin} (m)	Δh _t (m)	H _c (m)
1	20	40	321,42	5343	350	0,026	0,27	0,30	321,72
2	40	80	321,42	5343	350	0,026	1,08	1,19	322,61
3	60	120	321,42	5343	350	0,026	2,43	2,67	324,09
4	80	160	321,42	5343	350	0,026	4,32	4,75	326,17
5	100	200	321,42	5343	350	0,026	6,75	7,43	328,85
6	120	240	321,42	5343	350	0,026	9,72	10,70	332,12
7	140	280	321,42	5343	350	0,026	13,23	14,56	335,98
8	160	320	321,42	5343	350	0,026	17,29	19,01	340,43
9	180	360	321,42	5343	350	0,026	21,88	24,06	345,48
10	200	400	321,42	5343	350	0,026	27,01	29,71	351,13
11	220	440	321,42	5343	350	0,026	32,68	35,95	357,37

La courbe caractéristique de la conduite de refolement et le point de fonctionnement (A) de la pompe sont donnés sur la (figure V.3).

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

$$\begin{cases} Q_A = 274,80m^3 / h > Q_{app} = 266,92m^3 / h \\ H_A = 335,50m > H_{app} = 334.65m \end{cases}$$

V.7.2.Refolement : SP2–réservoir tampon Berzakh

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

N°	Q (m ³ /h)	H _g (m)	L _{ref} (m)	D _{ec} (mm)	λ	Δh _p ^{lin} (m)	Δh _t (m)	H _c (m)
1	20	184,42	4498	250	0,029	0,34	0,38	184,80
2	40	184,42	4498	250	0,029	1,36	1,50	185,92
3	60	184,42	4498	250	0,029	3,07	3,38	187,80
4	80	184,42	4498	250	0,029	5,46	6,00	190,42
5	100	184,42	4498	250	0,029	8,52	9,38	193,80
6	120	184,42	4498	250	0,029	12,28	13,50	197,92
7	140	184,42	4498	250	0,029	16,71	18,38	202,80
8	160	184,42	4498	250	0,029	21,82	24,01	208,43
9	180	184,42	4498	250	0,029	27,62	30,38	214,80
10	200	184,42	4498	250	0,029	34,10	37,51	221,93
11	220	184,42	4498	250	0,029	41,26	45,38	229,80

La courbe caractéristique de la conduite de refolement et le point de fonctionnement (B) de la pompe sont donnés sur la (figure V.4).

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

$$\begin{cases} Q_B = 174,20m^3 / h > Q_{app} = 165,14m^3 / h \\ H_B = 213m > H_{app} = 210m \end{cases}$$

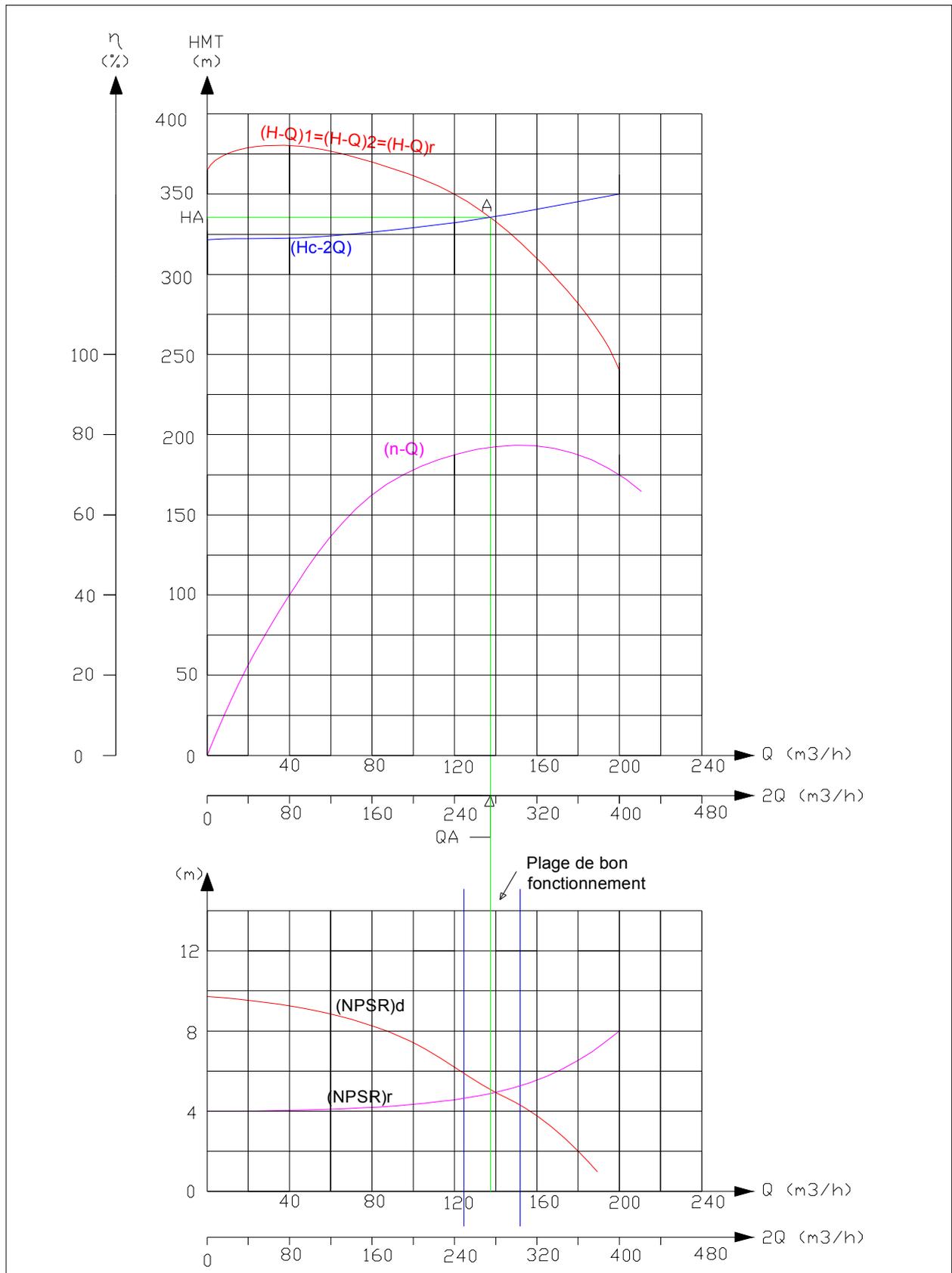


Figure V.3 : point de fonctionnement des pompes de la (SP1)

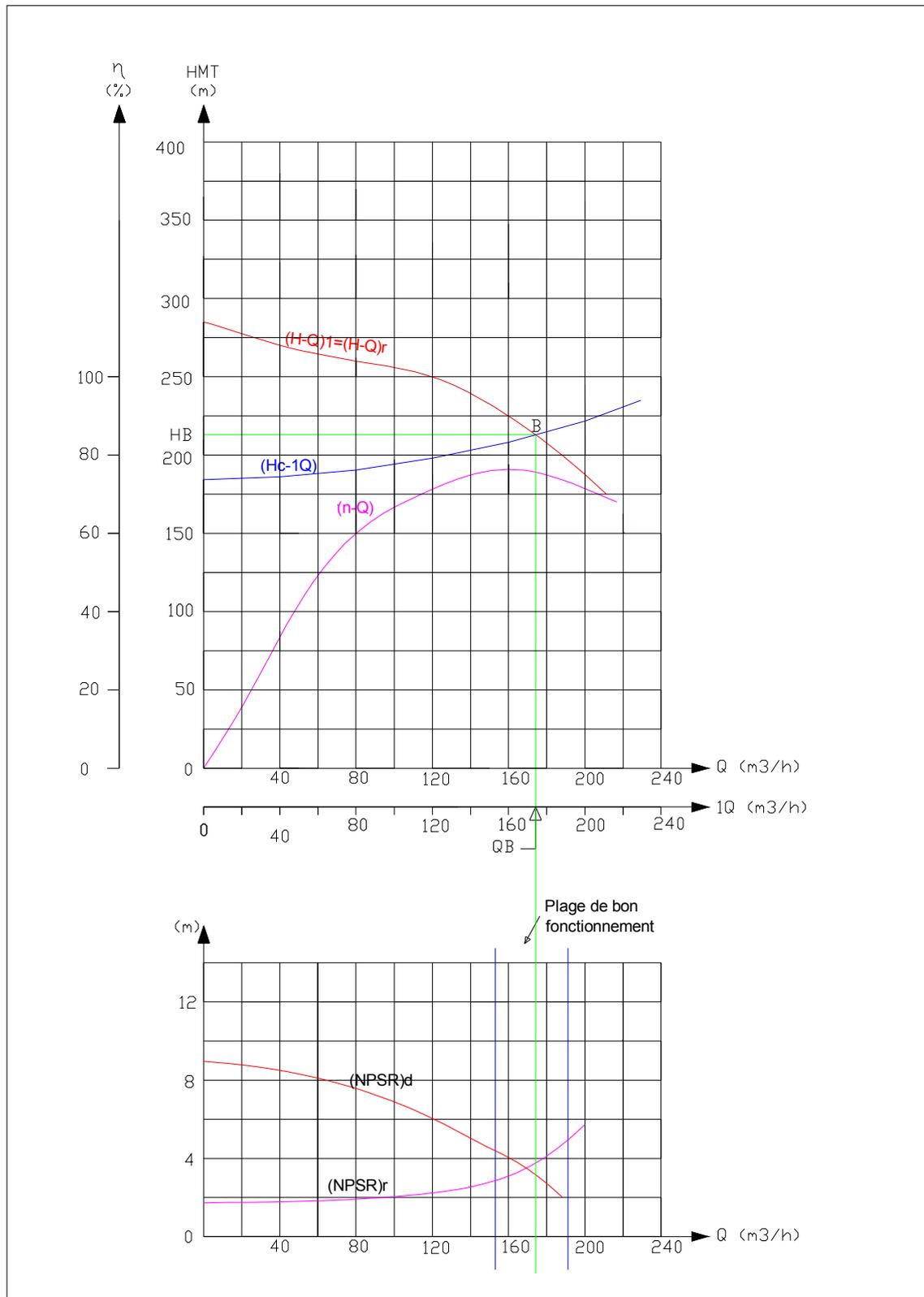


Figure V.4 : point de fonctionnement de la pompe pour (SP2).

V.8. 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 :

$$\eta_{inst_{ap,van}} = \eta_{inst_{av,van}} * \frac{H_{app}}{H_{app} + h_v} \quad (V.4)$$

$\eta_{inst_{ap,van}}$: Rendement de l'installation après le vannage (%);

$\eta_{inst_{av,van}}$: 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).

- **Augmentation des pertes de charge dans les conduites de refoulement** : en augmentant les singularités (des diffuseurs ou bien des rétrécissements brusques, les coudes..).
- **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 (m^3/h).

- **Changement du type de la pompe** : si cela est possible.

B- Débit disponible < Débit appelé

Dans ce cas la, 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 et la diminution du temps de pompage

V.8.1.Refolement : SP1– bête de la (SP2)**a) Vannage**

$H_c = 338,75\text{m}$ (figure V.3).

$h_v = 338,75 - 334,65 \Rightarrow h_v = 4,1 \text{ m}$.

$\eta_{inst} = 77,2\%$ (Tableau V.1).

$\eta_{av,van}$

$$\eta_{inst} = 77,2 * \frac{334,65}{334,65 + 4,1} \Rightarrow \eta_{inst} = 76,26 \%$$

Moyennant la formule IV.8 (Chapitre IV), on détermine la nouvelle puissance absorbée, sachant

que : $Q = \frac{Q_{app}}{n}$ avec :

n : nombre de pompes en parallèle ;

$$Q = \frac{266,92}{2} \Rightarrow Q = 133,46 \text{ m}^3 / \text{h} . \text{ Ainsi : } P_{abs} = \frac{9,81 * 133,46 * 338,75}{0,7626 * 3600} \Rightarrow P_{abs} = 161,55 \text{ Kw} .$$

b) Diminution du temps de pompage

Le nouveau temps de pompage sera : $t' = \frac{266,92}{274,80} * 20 \Rightarrow t' = 19\text{h } 25\text{min } 35\text{sec}$

Le rendement correspondant au débit $Q_A = 274,80 \text{ m}^3 / \text{h}$ est : 76.9 % (figure V.3) ;

Moyennant la formule IV.8 (Chapitre IV), on détermine la nouvelle puissance absorbée, sachant

que : $Q = \frac{Q_A}{n}$ avec :

n : nombre de pompes en parallèle ;

$$Q = \frac{274,80}{2} \Rightarrow Q = 137,4 \text{ m}^3 / \text{h} . \text{ Ainsi : } P_{abs} = \frac{9,81 * 137,4 * 335,5}{0,769 * 3600} \Rightarrow P_{abs} = 163,35 \text{ Kw}$$

Conclusion :

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

V.8.2.Refolement : SP2–réservoir tampon Berzakh**a) Vannage**

$H_c = 220,75\text{m}$ (figure V.4).

$h_v = 220,75 - 210 \Rightarrow h_v = 10,75 \text{ m}$.

$\eta_{inst} = 76,5\%$ (Tableau V.2).

$\eta_{av,van}$

$$\eta_{inst} = 76,5 * \frac{210}{210 + 10,75} \Rightarrow \eta_{inst} = 72,77 \%$$

Moyennant la formule IV.8 (Chapitre IV), on détermine la nouvelle puissance absorbée, sachant

que : $Q = \frac{Q_{app}}{n}$ avec :

n : nombre de pompes en parallèle ;

$$Q = \frac{165,14}{1} \Rightarrow Q = 165,14 \text{ m}^3 / \text{h} . \text{ Ainsi : } P_{abs} = \frac{9,81 * 165,14 * 220,75}{0,7277 * 3600} \Rightarrow P_{abs} = 136,51 \text{ Kw} .$$

b) Diminution du temps de pompage

Le nouveau temps de pompage sera : $t' = \frac{165,14}{174,20} * 20 \Rightarrow t' = 18h\ 57min\ 35sec$

Le rendement correspondant au débit $Q_B = 174,20 m^3/h$ est : 75,4 % (figure V.4) ;
Moyennant la formule IV.8 (Chapitre IV), on détermine la nouvelle puissance absorbée, sachant

que : $Q = \frac{Q_B}{n}$ avec :

n : nombre de pompes en parallèle ;

$$Q = \frac{174,20}{1} \Rightarrow Q = 174,20 m^3 / h . \text{Ainsi : } P_{abs} = \frac{9,81 * 174,20 * 220,75}{0,754 * 3600} \Rightarrow P_{abs} = 138,97 \text{ Kw}$$

Conclusion :

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

V.9.Choix du moteur électrique**V.9.1.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 fonction de la puissance du moteur et de l'investissement.

On choisit les moteurs adéquats à partir de logiciel du constructeur (CAPRARI) et cela en fonction de la puissance fournie par ce dernier et le type de la pompe.

V.9.2.Refolement : SP 1 - bâche de la (SP2)**Caractéristiques du moteur**

- ✓ Fréquence : 60Hz
- ✓ Tension nominale : 460V
- ✓ vitesse nominale : 3560tr/mim
- ✓ Nombre de pôles : 2
- ✓ Puissance nominal : 150Kw
- ✓ Courent nominal : 185A
- ✓ Type de moteur : 3~

V.9.3.Refolement : SP1 - Réservoir tampon Berzakh**➤ caractéristiques du moteur**

- ✓ Fréquence : 60Hz
- ✓ Tension nominale : 460V
- ✓ vitesse nominale : 1750tr/mim
- ✓ Nombre de pôles : 4
- ✓ Puissance nominal : 160Kw
- ✓ Courent nominal :-A
- ✓ Type de moteur : 3~

V.10.Etude de la cavitation [5]

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.

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

$$(NPSH)_r < (NPSH)_d$$

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

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

$$(NPSH)_d = (NPSH)_r + r \quad (V.7)$$

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

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

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

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

$$h_{asp}^{adm} = (NPSH)_r + r - P_{at} + T_v + \frac{V_a^2}{2 * g} + \Delta h_{asp} \quad (V.8)$$

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

P_{at} : pression atmosphérique (m.c.e) ;

$$P_{at} = 10,33 - 0,00139 * H \quad (V.9)$$

Avec : H : altitude de la station.

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

Tableau V.5: 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 (m.c.e)	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 20°C

Δh_{asp} : Perte de charge totale du côté aspiration.

$$\Delta h_{asp} = (1,10 - 1,15) * \Delta h_{asp}^{lin} \quad (V.10)$$

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

$$\Delta h_p^{lin} = 0,001735 * \left(\frac{L_r * Q_{app}^2}{D_c^{5,3}} + \frac{l_r * Q_a^2}{D_a^{5,3}} \right) \quad (V.11)$$

L_r : longueur du collecteur d'aspiration, $L_r = 15$ m ;

l_r : longueur de la conduite d'aspiration, $l_r = 1,5$ m ;

Q_a : débit refoulé par une seule pompe (m^3/s) ;

$$Q_a = \frac{Q_{app}}{n} \quad (V.12)$$

Avec : n : nombre de pompes en parallèles.

D_c : diamètre du collecteur d'aspiration (m),

$$D_c = \sqrt{\frac{4 * Q_{app}}{\pi * V_c}} \quad (V.13)$$

Avec : V_c : vitesse d'écoulement dans le collecteur d'aspiration (m/s),

D_a : diamètre de la conduite d'aspiration,

$$D_a = (1,2 - 1,5) * DN1 \quad (V.14)$$

Avec : DN1 : diamètre de la tubulure d'aspiration (mm).

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 charge : $\nabla_{axe} = \nabla_{min} - h_{asp}^{adm} + r \quad (V.15)$

∇_{axe} : Niveau de l'axe de la pompe (mNGA) ;

∇_{min} : Niveau minimal du plan d'eau d'aspiration (mNGA) ;

$$\nabla_{min} = C_p - h + h_{inc} \quad (V.16)$$

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).

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

V.10.1.Refolement : SP 1 - bache de la (SP2)

La charge nette d'aspiration requise : $(NPSH)_r = 4,36$ m

La pression atmosphérique : $P_{at} = 10,33 - 0,00139 * 543 \Rightarrow P_{at} = 9,57$ mce

La tension de vapeur d'eau à une température $T^o = 20$ °C : $T_v = 0,24$ mce

Le diamètre de la conduite d'aspiration : $D_a = 1,5 * DN1$

DN1 = 100 mm (annexe V-1)

Donc : $D_a = 1,5 * 100 \Rightarrow D_a = 150$ mm

La vitesse d'aspiration : $V_a = \frac{4 * 133,46}{3,14 * 0,15^2 * 3600} \Rightarrow V_a = 2,09$ m/s

Diamètre du collecteur d'aspiration :

$$D_c = \sqrt{\frac{4 * 266,92}{3,14 * 1,5 * 3600}} \Rightarrow D_c = 0,250$$
 m

Cette vitesse est admissible alors on prend : $D_c = 250$ mm

La perte de charge linéaire à l'aspiration sachant que :

$$\Delta h_p^{lin} = 0,001735 * \left(\frac{15 * \left(\frac{266,92}{3600}\right)^2}{0,25^{5,3}} + \frac{1,5 * \left(\frac{133,46}{3600}\right)^2}{0,15^{5,3}} \right) \Rightarrow \Delta h_p^{lin} = 0,30$$
 m

La perte de charge totale à l'aspiration : $\Delta h_{asp} = 1,10 * 0,30 \Rightarrow \Delta h_{asp} = 0,33$ m

La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{asp}^{adm} = 4,36 + 0,3 - 9,57 + 0,24 + \frac{2,09^2}{2 * 9,81} + 0,33 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = -4,11$$
 m

Le niveau minimum du plan d'aspiration : $\nabla_{min} = 547,98 - 4,98 + 0,6 \Rightarrow \nabla_{min} = 543,6$ mNGA

La côte de l'axe de la pompe : $\nabla_{axe} = 543,6 - (-4,11) + 0,3 \Rightarrow \nabla_{axe} = 548$ m

V.10.2.Refolement : SP2-réservoir tampon Berzakh

La charge nette d'aspiration requise : $(NPSH)_r = 2,58m$

La pression atmosphérique : $P_{at} = 10,33 - 0,00139 * 860 \Rightarrow P_{at} = 9,13 \text{ mce}$

La tension de vapeur d'eau à une température $T = 20^\circ C$: $T_v = 0,24 \text{ mce}$

Le diamètre de la conduite d'aspiration : $D_a = 1,5 * DN1$

$DN1 = 125 \text{ mm}$ (annexe V-2)

Donc : $D_a = 1,5 * 125 \Rightarrow D_a = 200mm$

La vitesse d'aspiration : $V_a = \frac{4 * 165,14}{3,14 * 0,20^2 * 3600} \Rightarrow V_a = 1,46m/s$

Diamètre du collecteur d'aspiration :

$$D_c = \sqrt{\frac{4 * 165,14}{3,14 * 1,5 * 3600}} \Rightarrow D_c = 0,197m$$

On pose $D_c = 0,200m \Rightarrow V_c = \frac{4 * 165,14}{3,14 * 0,20^2 * 3600} \Rightarrow V_c = 1,46m/s$

Cette vitesse est admissible alors on prend : $D_c = 200mm$

La perte de charge linéaire à l'aspiration sachant que :

$$\Delta h_p^{lin} = 0,001735 * \left(\frac{15 * \left(\frac{165,14}{3600} \right)^2}{0,20^{5,3}} \right) \Rightarrow \Delta h_p^{lin} = 0,28m$$

La perte de charge totale à l'aspiration : $\Delta h_{asp} = 1,10 * 0,28 \Rightarrow \Delta h_{asp} = 0,30m$

La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{asp}^{adm} = 2,58 + 0,3 - 9,13 + 0,24 + \frac{1,46^2}{2 * 9,81} + 0,30 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = -5,60 \text{ m}$$

Le niveau minimum du plan d'aspiration : $\nabla_{min} = 864,42 - 4,42 + 0,6 \Rightarrow \nabla_{min} = 860,6mNGA$

La côte de l'axe de la pompe : $\nabla_{axe} = 860,6 - (-5,60) + 0,3 \Rightarrow \nabla_{axe} = 866,50m$

Conclusion

Après le choix, on a adapté pour des pompes centrifuges multicellulaires pour hautes pressions à axe horizontal type **CAPRARI** pour les deux stations de pompage. Ces pompes seront entraînées par des moteurs électriques asynchrones triphasés de même marque, afin d'assurer le bon fonctionnement des pompes tout en tenant compte des effets néfastes de la cavitation nous sommes astreint de faire le calage et la bonne disposition des pompes.

CHAPITRE VI : PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LE REGIME TRANSITOIRE ET LA CORROSION

Introduction

Toute canalisation posée en terre nécessite une protection contre le régime transitoire et la corrosion, cependant la conduite qui est la plus facilement et la plus rapidement corrodable est celle en acier. Dans notre étude nous avons opté pour des conduites en fonte et PEHD ; toutefois nous citerons quelques types de corrosion avec leur remède respectif.

VI.1. Protection des conduites contre le coup de bélier [1], [4]

Définition

Le coup de bélier est une onde de pression, positive ou négative, provoquée par une variation du régime hydraulique, et se propageant dans le milieu constitué par l'eau et par la conduite qui la contient. Cette onde est caractérisée par une vitesse de propagation ou célérité, qui ne dépend pas en première approximation de l'amplitude de l'onde lorsque celle-ci est faible. Elle se réfléchit sur les obstacles, et en particulier sur les extrémités de la conduite, en changeant de signe ou non suivant les conditions physiques qui y sont rencontrées.

VI.1.1. Phénomène du coup de bélier :

VI.1.1.1. Notions générales:

Le coup de bélier étant un cas particulier du régime transitoire, est un phénomène oscillatoire qui se manifeste dans les conduites en charge à écoulement gravitaire ou par refoulement.

On entend aussi sous le terme « coup de bélier » un écoulement non permanent du liquide accompagné des variations pratiquement sensibles de la pression qui peuvent engendrer d'énormes dommages matériels et quelques fois des pertes de vie humaines.

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

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

Le coup de bélier, dont la brutalité est susceptible d'entraîner des ruptures de tuyaux, peut atteindre des valeurs très élevées pouvant être égale à plusieurs fois la pression de service sur les réseaux à basse pression.

Il est donc de toute première importance d'étudier des moyens propres à limiter ses effets puisqu'il en résultera une économie dans la construction des tuyaux, lesquels sont calculés notamment, pour résister à une pression intérieure donnée.

VI.1.1.2. Risques dus aux coups de bélier

Les conséquences du coup de bélier peuvent être néfastes, elles deviennent de plus en plus dangereuses à mesure que les paramètres modificateurs deviennent importants (variation de pressions et de débits dans le temps).

Ces phénomènes se produisant dans une conduite en charge, peuvent provoquer des risques à la suite d'une dépression ou d'une surpression engendrées par les manœuvres brusques.

a) Cas de la surpression

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

b) Cas de dépression

C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par l'apparition d'une pression relative négative, à la suite d'un arrêt brusque d'une pompe ou d'une ouverture instantanée d'une vanne de sectionnement. Si cette pression devient inférieure à $10mce$, il se produira une poche de cavitation. Si le profil en long de la canalisation est déformable la canalisation peut être aplatie par implosion et les joints aspirés. Le phénomène de cavitation, une fois apparu, peut provoquer la détérioration de la couche d'enduit intérieur du tuyau.

c) Fatigue de la canalisation

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

VI.1.2. Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier

Il existe différents moyens de protection des installations contre le coup de bélier :

a) 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 immédiatement à l'aval du clapet. Cette capacité contient de l'eau et de l'air.

Ce dispositif est le plus simple et protégera les installations aussi bien contre les surpressions que contre les dépressions.

b) Cheminée 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 que ce premier mais, dans le cas de hauteur de refoulement même moyenne, on arrive rapidement à des ouvrages d'art de hauteurs importantes.

c) Soupape de décharge : C'est appareils font intervenir 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, c'est-à-dire où la surpression à craindre est maximale et libère, le cas échéant, le débit de retour de conduite correspondant à la valeur de la surpression admissible. Il y a lieu de prévoir l'évacuation vers l'extérieur, de l'eau ainsi libérée.

d) Volant d'inertie : calé sur l'arbre du groupe, il constitue un moyen assurant l'alimentation de veine liquide, malgré l'arrêt du moteur actionnant la pompe grâce à l'énergie qu'il accumule pendant la marche normale. Le volant 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. Au démarrage, le groupe électropompe, avec le volant d'inertie, consomme plus d'énergie.

Tableau VI-1 : Avantages et inconvénients des appareils anti-béliers

Appareils	Avantages	Inconvénients	Observations
Soupape de décharge	Coût limité Entretien et réglage facile Ne consomme pas d'énergie Indépendant d'une installation électrique	Nécessite un entretien et un contrôle attentifs (ressort). Pertes considérables d'eau pendant le fonctionnement	Utilisé comme protection contre la surpression
Cheminée d'équilibre	Bon fonctionnement (ne comporte pas d'organes mécaniques susceptibles de fonctionnement défectueux). Importante durée de vie ; Indépendante d'une installation électrique ; Pas de pertes d'eau	Possibilités d'installation limitées. Ouvrage coûteux (hauteur généralement très développée).	Utilisé comme protection et pour la dépression et pour la surpression
Réservoir d'air	Bon fonctionnement ; Bonne sécurité ; Pas de pertes d'eau	Entretien et réglage compliqués qui exige du personnel qualifié. Coût élevé.	Utilisé comme protection contre la dépression et la surpression
Volant d'inertie	Dispositif économique Intéressant sur les installations qui ne s'arrêtent pas trop souvent.	Consommation d'énergie supplémentaire. Protection limitée par la puissance du moteur et les caractéristiques de démarrage. Inapproprié dans les stations à forte fréquence de démarrage.	Utilisé comme protection contre les dépressions

Remarque :

Dans ce projet, on propose comme moyen de protection des installations, le réservoir d'air.

VI.1.3. Calcul des réservoirs 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 :

➤ **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.

➤ **Méthode de BERGERON**

La méthode de BERGERON est la plus répandue, elle donne de bons résultats que ça soit pour les petites ou pour les grandes installations.

VI.1.3.1. Dimensionnement des réservoirs d'air

On calculera la célérité d'onde à l'aide de la formule suivante (SALAH. B) :

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{K * 2 * a * (1 - \nu_m^2) * (1 - \nu_s)}{(1 - \nu_m^2) * a * E_s + E_m * e_m * (1 - \nu_s)}}} \quad (\text{VI-1})$$

Avec :

C: célérité d'onde en (m/s)

K : Coefficient d'élasticité de l'eau ; $K = 2,07 * 10^9$ Pascal.

ρ : Masse volumique de l'eau ; $\rho = 1000 \text{ kg / m}^3$

E_m : module de Young du matériau de la conduite ; $E_m = 1 * 10^{11}$ pour la fonte.

E_s : module de Young du sol ; $E_s = 2 * 10^8$ Pascal.

ν_m : coefficient de poisson du matériau. $\nu_m = 0,3$ (fonte).

ν_s : coefficient de poisson du sol entourant la conduite. $\nu_s = 0,33$

e_m : Epaisseur de la conduite (m). $e_m = 0,0046\text{m}$ pour la fonte

a : rayon intérieur de la conduite (m).

Remarque :

Concernant les caractéristiques des matériaux et de sol, voir les annexes (Annexe VI.1)

La charge tenant compte du coup de bélier:

$$Z = Hg + \frac{C * V_0}{g}$$

V_0 : vitesse moyenne de refoulement en (m/s).

g: l'accélération de pesanteur.

La charge statique absolue:

$$Z_0 = Hg + 10$$

La charge maximale absolue:

$$Z_{\max} = Z_0 + \frac{C * V_0}{g}$$

On a:

$$\left. \begin{array}{l} \frac{Z_{\max}}{Z_0} \\ h_0 = \frac{V_0^2}{2 * g} \Rightarrow \frac{h_0}{Z_0} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Abaque de VIBERT} \Rightarrow \frac{U_0}{LS}; \frac{Z_{\min}}{Z_0} \quad (\text{voir annexe VI.2})$$

$$U_0 = \frac{U_0}{L * S} * L * S$$

$$U_0 * Z_0 = U_{\max} * Z_{\min} \Rightarrow U_{\max} = \frac{U_0}{\frac{Z_{\min}}{Z_0}}$$

U_{\max} : volume du réservoir d'air.

Application

✓ Les données de base

Les caractéristiques de l'adduction de refoulement sont représentées dans le tableau suivant:

Tableau VI.2: Les caractéristiques des différents tronçons de l'adduction de refoulement:

N° de station	Type de matériau	D (mm)	S (m ²)	V (m/s)	L (m)	Hg (m)
SP 1	fonte	350	0.096	0,77	5343	321.42
SP 2	fonte	250	0.049	0,93	4498	184.42

✓ Calcul de la célérité d'onde C

Les résultats trouvés pour le calcul de la célérité d'onde C sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau VI.3: Calcul de célérité d'onde des différents tronçons de l'adduction de refoulement:

N° de station	K (Pa) (*10 ⁹)	P (Kg/m ³)	a (m)	ν_m	ν_s	E _s (Pa) (*10 ⁸)	E _m (Pa) (*10 ¹¹)	e _m (m)	C (m/s)
SP 1	2.07	1000	0.175	0.3	0.33	2	1	0.0046	404,59
SP 2	2.07	1000	0.125	0.3	0.33	2	1	0.0046	395,79

✓ Calcul des capacités des différents réservoirs d'air

Les résultats trouvés pour le calcul de volume des réservoirs d'air sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau VI.4: Calcul de volume des différents réservoirs d'air de l'adduction de refoulement:

N° de station	Z_0 (m)	Z_{max}	V_0 (m/s)	G (m/s ²)	h_0	$\frac{h_0}{Z_0}$	$\frac{U_0}{L * S}$	$\frac{Z_{min}}{Z_0}$	U_0 (m ³)	U_{max} (m ³)	Volume normalisé (Litre)
SP 1	331,42	363	0,77	9.81	0,03	$9,05 \times 10^{-5}$	0,02	0,91	10.25	11,27	12000
SP 2	194,42	232	0,93	9.81	0,044	$2,26 \times 10^{-4}$	0.015	0.84	4,40	5.24	6000

VI.1.4. Caractéristiques finales du réservoir d'air

D'après la figure (VI-1) les dimensions des réservoirs d'air sont représentées dans le tableau suivant:

Tableau VI.5: Les dimensions des différents réservoirs d'air de l'adduction de refoulement:

N° de station	volume normalisé (litre)	D (mm)	L (mm)	H (mm)	B (mm)	E (mm)	F (mm)	K (mm)	C (mm)
SP1	12000	1900	4800	2470	3000	150	1300	268	400
SP2	6000	1500	4024	2070	2200	150	1200	158	400

VI.1.5.détails du réservoir d'air

L'encombrement du réservoir d'air auquel on a opté est donné dans la figure (VI-1)

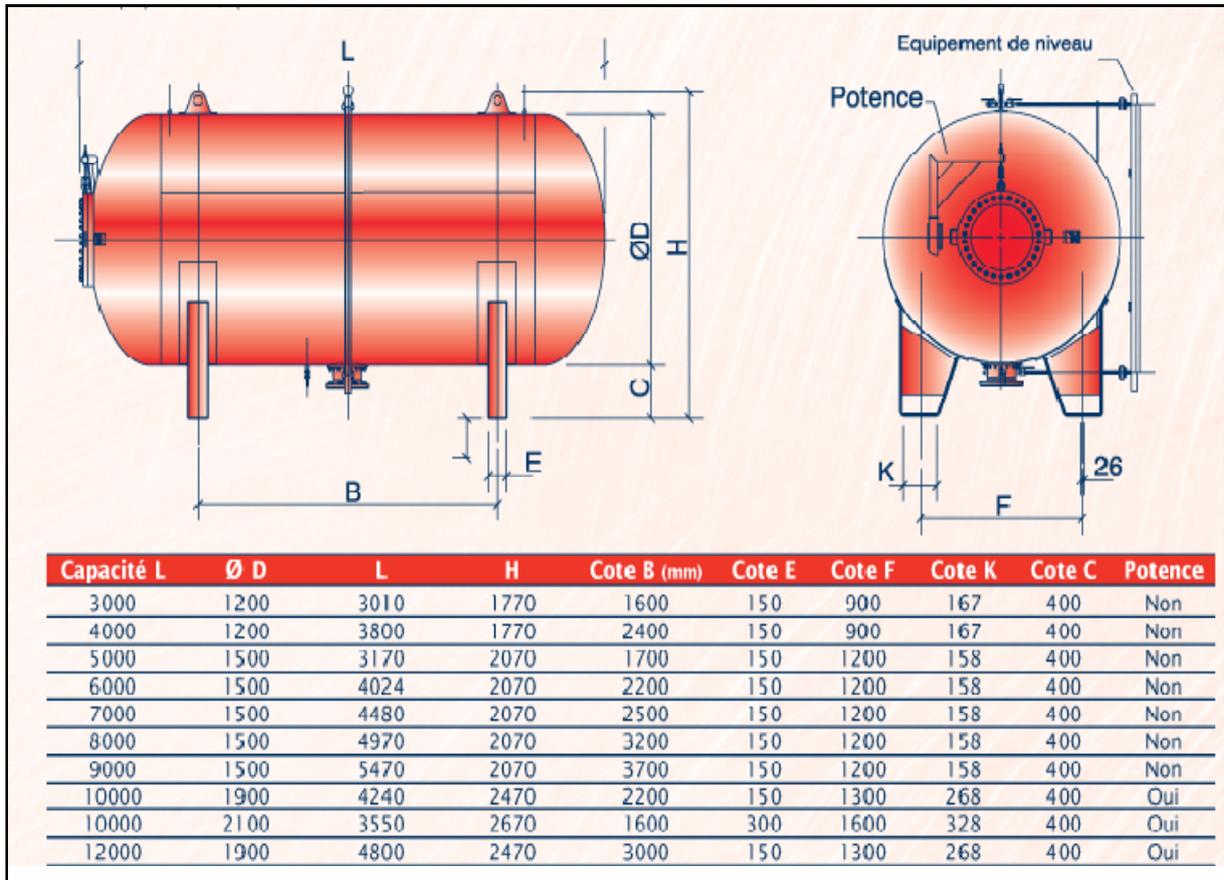


Figure VI-1: Planche d'encombrement des réservoirs d'air Hydrofort CHARLATTE.

VI.1.6.Installation du réservoir d'air

Vu ses dimensions, le réservoir d'air sera installé à l'extérieur du bâtiment de la station de pompage afin de réduire l'encombrement à l'intérieur de la salle des machines et de gagner sur son génie civil.

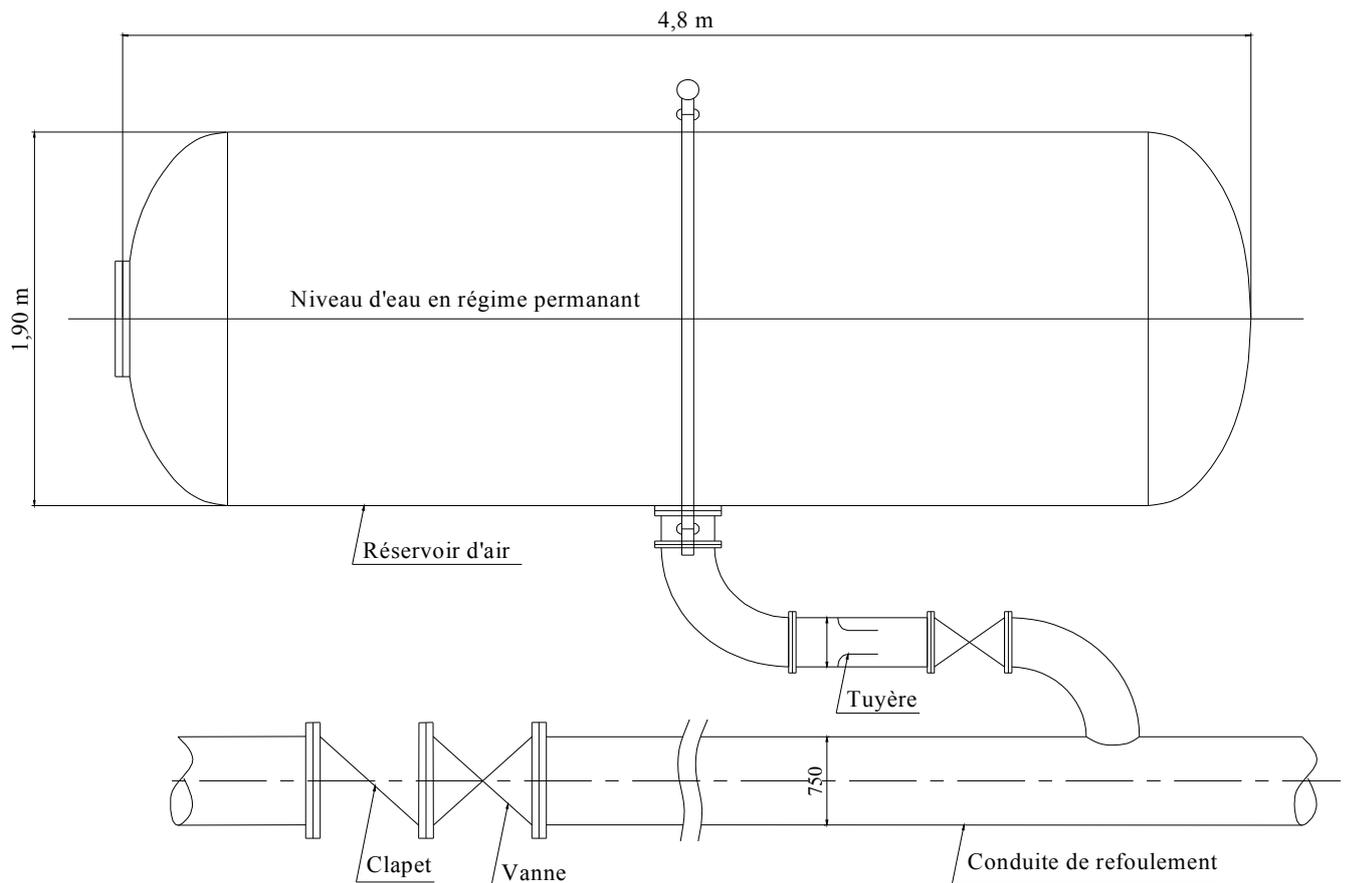


Figure VI-2: Schéma d'installation du réservoir d'air

VI.2. Protection des conduites contre la corrosion

Définition

La corrosion c'est l'attaque du métal due à des facteurs extérieurs, en liaison avec la nature du sol et des installations électriques au voisinage des canalisations d'alimentation en eau (corrosion externe), ou soit avec la nature d'eau transportée (corrosion interne).

VI.2.1. Facteurs de la corrosion

La corrosion est caractérisée par une attaque du métal due a des phénomènes extérieurs en liaison soit :

- ✓ Certains éléments transportés par l'eau, qui ont des effets importants sur la corrosion.
- ✓ Le PH d'eau qui dépend de la teneur en gaz dessous tel que le CO_2 et H_2S a une influence sur la corrosion.
- ✓ La variation des températures entraînent de la corrosion, sachant que pour une variation de 30° , le taux de corrosion est multiplié deux fois, jusqu'à trois.
- ✓ Le type de métal.

L'importance de ces facteurs peut causer la destruction rapide des canalisations par perforation en forme de cratères très rouillés.

Lorsqu'il existe une hétérogénéité soit dans le métal soit dans le milieu qui l'environne (ou les deux). Cette hétérogénéité va produire une différence de potentiel entre différents points du métal et si ce matériau se trouve dans un milieu électrolysable, il y aura formations des piles qui

vont débiter dans la masse métallique, car elles sont en court-circuit. Les zones anodiques sont corrodées et disparaissent c'est la corrosion électrochimique.

VI.2.2.Moyens de lutte contre la corrosion

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

VI.2.3.Protection contre la corrosion de conduites de tuyaux en fonte ductile

Les principaux types de protection contre la corrosion extérieure sont les suivants:

- ✓ Couche de zinc avec revêtement
- ✓ Couche de zinc-aluminium avec revêtement
- ✓ Revêtement en mortier de ciment armé
- ✓ Revêtement en polyéthylène
- ✓ Revêtement en polyuréthane

Dans notre cas de figure, une manche en polyéthylène ou une couche de goudron assurant la protection des conduites, en fonte ductile, traversant des terrains agressifs.



Figure VI.3 : Installations de tuyaux recouverts d'une protection en polyéthylène.

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 respectives. 12000 litres d'air et 6000 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.

CHAPITRE VII : ORGANISATION DE CHANTIER

Introduction

Afin que notre projet soit exécutable dans des meilleures conditions possibles, une opération dite « Organisation de chantier » doit être étudiée, afin de déterminer et de coordonner la mise en œuvre des moyens nécessaires pour une réalisation et une exécution des travaux aussi conforme que possible tout en respectant les délais les plus brefs.

VII.1. Différents travaux à entreprendre

VII.1.1. Travaux concernant l'adduction

Les tâches constituant les travaux à faire pour la mise en place de l'adduction sont :

a) Exécution des tranchées

C'est une opération de terrassement (déblais) qui consiste à faire des excavations suivant un fruit de talus dans notre cas de 1/1. Ces excavations seront faites par une pelle hydraulique et les déblais seront posés à côté de la tranchée, l'autre côté étant réservé au bardage des conduites.

b) Construction des regards

Les regards constituent l'abri de certains accessoires de l'adduction à savoir les ventouses et les vannes de vidange, ils sont conçus en béton armé.

c) Pose du lit de sable :

Cette opération consiste à poser un lit de sable au fond de la tranchée, ce lit aura une épaisseur de 15cm dans notre cas.

d) Pose des conduites

Avant la descente des conduites dans la fouille, on procède à un triage des conduites de façon à écarter celles qui ont subies des chocs ; et on les descend lentement à l'aide d'un engin de levage, dans le fond de la fouille. Au cours de pose, on vérifie régulièrement l'alignement des tuyaux pour n'avoir pas des difficultés au raccordement des conduites.

e) Epreuve de joint et de la canalisation

Pour plus de sécurité, l'essai de pression des conduites et des joints se fait avant le remblaiement, on l'effectue à l'aide d'une pompe d'essai qui consiste au remplissage en eau de la conduite sous une pression de 1,5 fois la pression de service à laquelle sera soumise la conduite lors du fonctionnement. Cette épreuve doit durer 30 minutes environ où la variation ne doit pas excéder 0.2 bar.

f) Remblayage des tranchées

C'est une opération de terrassement qui consiste à enterrer la conduite, en utilisant le remblai résultant de l'excavation.

g) Nivellement et compactage

Une fois le remblai fait, on procède au nivellement qui consiste à étaler les terres qui sont en monticule, ensuite au compactage pour augmenter la densité des terres et éviter le tassement par la suite.

VII.1.2. Travaux concernant les stations de pompage

Les tâches constituant les travaux à faire pour la construction de la station de pompage sont :

a) Décapage

Les travaux de décapage consistent à débarrasser l'assiette de la station de pompage de la couche végétale (abatage des arbres ...etc.). L'épaisseur de la couche à éliminer est de 10cm.

b) Exécution des fouilles

L'exécution des fouilles est une opération de terrassement qui consiste à creuser les fondations du bâtiment. Les fouilles à exécuter ont les dimensions suivantes : $L \cdot l \cdot h$

Avec :

l : largeur de la fouille (m);

L : longueur de la fouille (m);

h : profondeur de la fouille (m).

Soit : $1,5 \cdot 1,5 \cdot 1,5 \text{m}^3$

c) Coulage du béton de propreté

On procède à cette opération pour que les semelles des fondations reposent sur un socle propre et stable. Cette opération consiste à couler 10cm de gros béton au fond des fouilles.

d) Remblayage

Le remblayage des fouilles et des casiers, consiste à combler les vides par un remblai constitué des terres de déblai compacté.

e) Coulage du béton

Cette opération consiste à couler le béton des différentes pièces, ce béton est dosé à 350 kg/m^3 . Le béton est confectionné par une petite centrale à béton. Pour le coulage des poteaux, Les demis -poteaux et les semelles nécessitent une bétonnière à tambour, pour les longrines et la dalle là où les volumes du béton sont importants nécessite est une pompe à béton.

f) Maçonnerie

Elle consiste pour le bâtiment au cloisonnement des différentes pièces, et pour les fondations à la mise en place de cloison sous les longrines.

VII.1.3. Travaux concernant la construction des réservoirs projetés

Etant donné que nos réservoirs sont du type sur sol, les principaux travaux sont :

- ✓ Fondation.
- ✓ Voile.
- ✓ Ceinture.
- ✓ Coupole.
- ✓ Lanterneau.

VII.2. Calcul des volumes des travaux de l'adduction

VII.2.1. Déblais d'excavation

Le volume des déblais est calculé en fonction des surfaces des coupes en travers

Sachant que : $S_{exc} = b \cdot h$ (VII.1)

S_{exc} : surface des déblais de chaque coupe;

b : largeur de la tranchée;

h : profondeur de la tranchée ;

$$V_{exc} = S_{exc} \cdot L \quad (\text{VII.2})$$

V_{exc} : volume des déblais entre deux coupes consécutives;
 L : distance entre deux coupes consécutives.

VII.2.1.1. La profondeur de la tranchée

La profondeur de la tranchée dépend du diamètre de la conduite.
 Elle est donnée par la relation suivante :

$$H_{tr} = D + h + h_1 \quad (\text{VII.3})$$

H_{tr} : profondeur de la tranchée (m).

D : diamètre de la conduite (m).

h : hauteur de la génératrice supérieure de la conduite à la surface du sol.

h_1 : épaisseur du lit de pose $h_1 = 0,15$ m.

VII.2.1.2. Largeur de la tranchée

La largeur de la tranchée sera calculée en fonction du diamètre de la conduite toute on laisse 30 cm d'espace de chaque côté de la conduite.

$$b = D + 0,6 \text{ m.}$$

b : largeur de la tranchée (m) et D : diamètre de la conduite (m).

VII.2.1.3. Déblais d'excavation de l'adduction secondaire

Tableau VII.1: Calcul du volume des déblais (adduction secondaires)

tronçon	D (mm)	b (m)	H (m)	S (m ²)	L (m)	V_{exc} (m ³)
Bâche (SP2) - Piquage 1	125	0,72	1,24	0,856	773,000	661,379
Piquage 1 - Piquage 2	90	0,69	1,23	0,827	453,000	374,574
Piquage 2 - Réservoir Sidi Boubakre	75	0,67	1,20	0,780	1710,000	1333,800
Piquage 1 - Réservoir Snadla	90	0,69	1,23	0,827	100,000	82,688
Piquage 2 - Réservoir Ouled N'seur	50	0,65	1,20	0,780	786,000	613,080
Réservoir tampon D'Ighil Laakab - Réservoir Bouzougla	90	0,69	1,23	0,827	827,860	684,537
Réservoir tampon D'Ighil Laakab - Réservoir Ouled Saada	75	0,67	1,20	0,780	428,780	334,448
Piquage A- Réservoir tampon D'Ighil Laakab	80	0,68	1,23	0,836	531,000	444,128
Réservoir d'eau traite - Bâche (SP2)	200	0,80	1,35	1,080	41,180	44,474
Total						4573,109

VII.2.1.4. Déblais d'excavation de l'adduction principale**Tableau VII.2 : Calcul du volume des déblais (tronçon SP1- bache SP2)**

Point	h(m)	b(m)	S (m ²)	Smoy(m ²)	L(m)	V (m ³)
0	1,5	0,95	1,425	1,401	100,040	140,181
1	1,45	0,95	1,378	1,363	116,360	158,628
2	1,42	0,95	1,349	1,330	150,750	200,498
3	1,38	0,95	1,311	1,354	56,940	77,083
4	1,47	0,95	1,397	1,382	129,180	178,559
5	1,44	0,95	1,368	1,411	81,960	115,625
6	1,53	0,95	1,454	1,420	93,500	132,793
7	1,46	0,95	1,387	1,411	170,520	240,561
8	1,51	0,95	1,435	1,416	439,650	622,325
9	1,47	0,95	1,397	1,416	194,650	275,527
10	1,51	0,95	1,435	1,401	336,290	471,226
11	1,44	0,95	1,368	1,392	150,670	209,695
12	1,49	0,95	1,416	1,287	104,110	134,016
13	1,22	0,95	1,159	1,297	80,260	104,077
14	1,51	0,95	1,435	1,397	52,500	73,316
15	1,43	0,95	1,359	1,387	491,770	682,085
16	1,49	0,95	1,416	1,430	151,550	216,679
17	1,52	0,95	1,444	2,123	93,100	197,675
18	2,95	0,95	2,803	2,123	118,940	252,539
19	1,52	0,95	1,444	1,425	841,310	1198,867
20	1,48	0,95	1,406	1,378	376,130	518,119
21	1,42	0,95	1,349	1,368	362,680	496,146
22	1,46	0,95	1,387	1,373	740,470	1016,480
23	1,43	0,95	1,359	Total		7712,699

Tableau VII.3: Calcul du volume des déblais (tronçon SP2-Réservoir tampon berzakh)

Point	h(m)	b(m)	S (m ²)	Smoy(m ²)	L(m)	V (m ³)
0	1,5	0,85	1,275	1,267	639,860	810,383
1	1,48	0,85	1,258	1,224	92,370	113,061
2	1,4	0,85	1,190	1,233	289,200	356,439
3	1,5	0,85	1,275	1,139	74,220	84,537
4	1,18	0,85	1,003	1,135	178,620	202,689
5	1,49	0,85	1,267	1,254	115,770	145,147
6	1,46	0,85	1,241	1,258	129,780	163,263
7	1,5	0,85	1,275	1,241	57,390	71,221
8	1,42	0,85	1,207	1,216	184,440	224,187
9	1,44	0,85	1,224	1,245	163,270	203,312
10	1,49	0,85	1,267	1,284	222,840	286,015
11	1,53	0,85	1,301	1,275	210,620	268,541
12	1,47	0,85	1,250	1,267	384,040	486,387
13	1,51	0,85	1,284	1,292	417,200	539,022
14	1,53	0,85	1,301	1,279	458,710	586,805
15	1,48	0,85	1,258	1,224	929,320	1137,488
16	1,4	0,85	1,190	Total		5678,495

VII.2.2.Lit de sable

Le long de l'adduction, la conduite doit être posée sur un lit de sable de 15 cm d'épaisseur

$$V_s = b * e * L \quad (\text{VII.4})$$

V_s : volume du lit de sable (m³) ;

e : épaisseur du lit de sable, $e = 15$ cm ;

L : longueur de la tranchée (m).

Les résultats de calcul du volume du lit de sable figurent dans le tableau (VIII.4)

Tableau VII.4: Calcul du volume du lit de sable

Tronçon	b (m)	e(m)	L(m)	V(m ³)
SP1- Bâche (SP2)	0,95	0,15	5343	761,378
Bâche (SP2) -Réservoir tampon Berzakh	0,85	0,15	4498	573,495
Bâche (SP2) - Piquage 1	0,69	0,15	773,000	80,006
Piquage 1 - Piquage 2	0,68	0,15	453,000	46,206
Piquage 2 - Réservoir Sidi Boubakre	0,65	0,15	1710,000	166,725
Piquage 1 - Réservoir Snadla	0,68	0,15	100,000	10,200
Piquage 2 - Réservoir Ouled N'seur	0,65	0,15	786,000	76,635
Réservoir tampon D'Ighil Laakab -Réservoir Bouzougla	0,68	0,15	827,860	84,442
Réservoir tampon D'Ighil Laakab - Réservoir Ouled Saada	0,65	0,15	428,780	41,806
Piquage A- Réservoir tampon D'Ighil Laakab	0,68	0,15	531,000	54,162
Réservoir d'eau traite - Bâche (SP2)	0,8	0,15	41,180	4,942
Total				1899,995

VII.2.3. Volume de la conduite

Après l'exécution des déblais de la tranchée et la mise en place du lit de sable, il y a la pose des conduites dont la connaissance de la section est importante pour la détermination du volume des remblais.

$$S_c = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \quad (\text{VII.5})$$

S_c : section de la conduite (m²) ;

D : diamètre de la conduite (m).

$$V_c = S_c * L \quad (\text{VII.6})$$

V_c : volume de la conduite (m³) ;

Tableau VII.5: calcul du volume de la conduite

Tronçon	D(mm)	S _c (m ²)	L (m)	V (m ³)
SP1- Bâche (SP2)	350	0,096	5343	513,796
Bâche (SP2) -Réservoir tampon Berzakh	250	0,049	4498	220,683
Bâche (SP2) - Piquage 1	125	0,012	773,000	4,915
Piquage 1 - Piquage 2	90	0,006	453,000	2,000
Piquage 2 - Réservoir Sidi Boubakre	75	0,004	1710,000	3,356
Piquage 1 - Réservoir Snadla	90	0,006	100,000	0,442
Piquage 2 - Réservoir Ouled N'seur	50	0,002	786,000	1,543
Réservoir tampon D'Ighil Laakab - Réservoir Bouzougla	90	0,006	827,860	3,656
Réservoir tampon D'Ighil Laakab - Réservoir Ouled Saada	75	0,004	428,780	0,841
Piquage A- Réservoir tampon D'Ighil Laakab	80	0,005	531,000	2,668
Réservoir d'eau traite - Bâche (SP2)	200	0,031	41,130	1,291
Total				755,191

VII.2.4. Remblais compacté

Le volume des remblais sera le volume des déblais réduit du volume occupé par la conduite et du volume du lit de sable :

$$V_r = V_{exc} - V_s - V_c \quad (\text{VII.7})$$

V_r : volume du remblai

V_{exc} : volume du déblai (volume excavé)

V_{cond} : volume occupé par la conduite.

V_s : volume du lit de sable.

$$\text{A.N : } V_r = 17964 - 1899 - 755 = 15309 \text{m}^3 \Rightarrow V_r = \mathbf{15310 \text{m}^3}$$

Tableau VII.6: Volumes des travaux de l'adduction

N°	Désignation	Unité	Quantité
1	Déblais	m ³	17964
2	Lit de sable	m ³	1899
3	La conduite	m	755
4	Remblais	m ³	15310

VII.3. Planification des travaux de l'adduction

Avant d'entamer la réalisation des travaux sur le chantier, il faut faire une planification qui consiste en une étude théorique qui va désigner la meilleure façon d'utilisation de la main d'œuvre et des autres moyens.

L'objectif de la planification est de s'assurer que tout le travail sera fait :

- ✓ dans un ordre correct (bonne succession des opérations du réseau) ;
- ✓ sans retard ;
- ✓ aussi économique que possible.

Les travaux suivant seront ordonnés selon la méthode du réseau (CPM).

La méthode du réseau à chemin critique ou méthode PERT (program evaluation review technic) est une méthode où les nœuds et les flèches représentent des tâches et ils sont parcourus par un flux qui est le temps, le sommet (nœuds ou flèches) représente une étape ou un événement. Cette méthode a été élaboré en 1958 par les Américains.

VII.3.1. Définitions des tâches et leurs durées

Les tâches de réalisation de l'adduction et leurs durées sont mentionnées dans le tableau VII.7.

Tableau VII.7 : temps de réalisation des opérations de l'adduction

Notation	Opération	Durée (jour)
A	Exécution des tranchées «tronçon SP1-bâche SP2 »	95
B	Exécution des tranchées « tronçon SP2-Réservoir tampon Berzakh »	85
C	Exécution des tranchées « adduction secondaire »	60
D	Pose du lit de sable« tronçon SP1-bâche SP2»	20
E	Pose du lit de sable« tronçon SP2-Réservoir tampon Berzakh »	15
F	Pose du lit de sable« adduction secondaire »	10
G	Pose de la canalisation « tronçon SP1-bâche SP2 »	60
H	Pose de la canalisation « tronçon SP2-Réservoir tampon Berzakh »	50
I	Pose de la canalisation « adduction secondaire »	40
L	Remblayage des tranchées « tronçon SP1-bâche SP2»	15
K	Remblayage des tranchées « tronçon SP2-Réservoir tampon Berzakh »	10
M	Remblayage des tranchées « adduction secondaire »	10

VII.3.2. Planification par la méthode du réseau (la méthode CPM)

On montre le lien entre les opérations qui précèdent et qui succèdent chaque opération de réalisation de l'adduction dans le tableau VII.8.

Tableau VII.8 : tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération de l'adduction

opérations	précède	succède
A	DB	--
B	EC	A
C	F	B
D	GE	A
E	HF	BD
F	I	EC
G	LH	D
H	KI	GE
I	M	HF
L	K	G
K	M	LH
M	--	KI

Les réseaux à nœuds sont représentés sur la (figure VII.1) où les dates de commencement et de finitions au plutôt, les dates de commencement et de finitions au plus tard , les marges totales et les temps de réalisation sont mentionnés.

Les flèches rouge portées sur la figure (VII.1) représentent le chemin critique du réseau.

Conclusion

Le temps de réalisation de l'adduction du projet est de 300 jours, soit environ 10 mois.

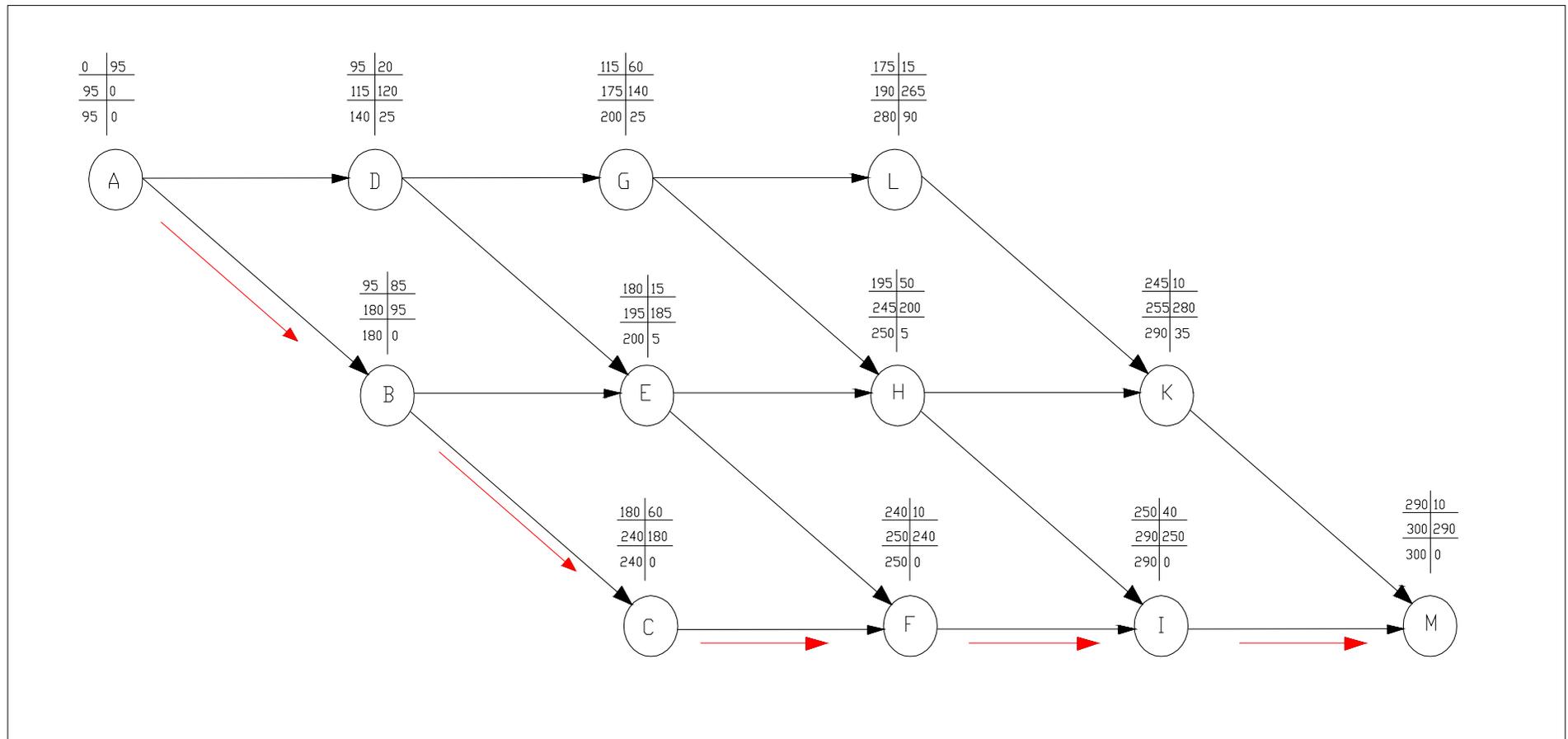


Figure VII.1 : Réseaux à nœuds (méthode CPM) de l'adduction

VII.4.Choix des engins de terrassement

Le matériel utilisé pour les chantiers est le matériel classique des chantiers de travaux publics. L'utilisation de gros engins mécaniques a réduit considérablement le prix et le temps des terrassements dont l'incidence, dans la construction des chantiers, se trouve ainsi sensiblement diminuée.

Les engins que nous allons utiliser sont :

- Une pelle hydraulique ;
- Un dozer ;
- Un chargeur ;
- Un vibreur du sol pour le compactage des fouilles et des tranchées.

VII.4.1.Pelle hydraulique

Les pelles sont des engins de terrassement qui conviennent à tous les terrains même durs : marnes compactes, conglomérats, pour le chargement des roches débitées, exploitation des carrières notamment.

La pelle peut porter divers équipement qui en font un engin de travail à plusieurs fins :

Godet normal pour travail en butée.

Godet rétro pour travail en fouille et en tranché.

Godet niveleur pour travail de décapage ou de nivelage.

Benne preneuse pour terrassement en fouille ou déchargement de matériaux (sable, pierres...).

Dragline pour travail en fouille.

Pour une pelle équipée en rétro ou pelle hydraulique le godet est porté par un bras simplement articulé et actionner par des vérins hydraulique. (Voir schéma ci après)



Figure VII.2 : Pelle hydraulique

VII.4.2.Dozer

Les tracteurs niveleurs à chenilles (dozer) se sont répandus dans tous les pays du monde depuis les années 1940-45. Leur silhouette est devenue familière sur de très nombreux chantiers et de nombreux conducteurs, se sont exercés à la conduite de ces engins. Ainsi tout terrassement doit commencer par le décapage de la terre végétale ou couche supérieure du sol qui contient des débris végétaux; ce résultat est pratiquement obtenu au cours de la déforestation.

Le bulldozer est une pelle niveleuse montée sur un tracteur à chenille ou à pneus.

L'outil de terrassement est une lame profilée portée par deux bras articulés qu'un mécanisme hydraulique permet d'abaisser ou de lever.

Si la lame est en position basse l'engin fait des terrassements par raclage avec une profondeur de coupe de 20 à 30cm.

En mettant la lame en position intermédiaire, on peut régaler des tas de déblais en couche d'épaisseur de 20 à 30cm également.

La position haute est une position de transport (hauteur de la lame au dessus du sol de 75cm à 1m).



Figure VII.3 : Bulldozer

VII.4.3.Chargeur

C'est un tracteur à pneus muni de godet de chargement et de déchargement à l'avant, on l'utilisera pour remblayer les fouilles, les casiers et la tranchée après pose de la conduite.



Figure VII.4 : Chargeur

VII.4.4.Compacteur (vibrateur de sol)

C'est un engin peu encombrant, composé de deux petits cylindres d'environ 30 cm de diamètre muni d'un guidon. Cet engin sert au compactage des remblais des surfaces étroites telles que les fouilles des semelles, les casiers entre ceintures inférieures du bâtiment et les tranchées.

Conclusion

Ce chapitre nous a permis de savoir comment faire les travaux pour réaliser un réseau d'adductions en eau potable sur un chantier dans les meilleures conditions et le bon fonctionnement.

Comme deuxième étape, nous avons entrepris une planification des travaux de l'adduction qui est nécessaire pour le bon déroulement des travaux et le suivi de la réalisation du projet.

Enfin le choix des engins les plus appropriées pour le bon déroulement des différentes étapes du projet.

Afin de réaliser ce projet dans les plus brefs délais possibles, on doit prévoir un planning permettant la réalisation des deux parties du projet en même temps, c'est-à-dire lancer les travaux pour la pose des conduites et en même temps, lancer la réalisation des réservoirs et les stations de pompage, puis faire les raccordements.

CONCLUSION GENERALE

Au terme de ce présent travail, nous pensons avoir cerné les différentes phases de réalisation d'un projet d'adduction d'eau potable, nous avons étudié les installations, les ouvrages de stockage et les équipements hydromécaniques nécessaires pour diriger l'eau de la station de traitement du barrage Ighil Emda vers la zone d'étude.

Cette étude d'approvisionnement en eau potable est faite pour l'horizon 2025, dont la population de toute la zone d'étude atteindra 38691 habitants.

L'importance des besoins en eau estimés pour la commune concernée par l'étude, par rapport aux sources existantes, a donné la nécessité de prévoir un transfert de $5338.32 \text{ m}^3/\text{j}$ des eaux du barrage Ighil Emda.

Les ouvrages de stockage sont dimensionnés selon les besoins en eau estimés, et cela sur le long de notre d'adduction principale et secondaire, on a projeté neuf réservoirs, et ils sont sur sol.

La grande différence d'altitude qui est de 505m entre la station de traitement et le réservoir tampon de Berzakh a exigé l'implantation de deux stations de pompage pour élever l'eau jusqu'à ce dernier.

Concernant le réseau d'adductions et le tracé, nous avons essayé de suivre la route parce que le terrain est accidenté dans sa globalité avec les matériaux suivant : Fonte et PEHD, 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. Afin de protéger les conduites de la partie gravitaire contre les pressions importantes dues aux différences d'altitudes, nous avons projetés des régulateurs de pression.

Pour la protection contre la corrosion de conduites ou 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

Ouvrages généraux

- [1] **A. DUPONT** Paris 1977 « Hydraulique urbaine », Tome II, édition Eyrolles, p.237, 260, 267, 275-280, 287, 319, 322, 323, 326.
- [2] **B.SALAH** « polycopie d'Alimentation en Eau Potable », p.11, 27, 29, 72, 78, 78a, 140.
- [3] « Mémento du gestionnaire de l'alimentation en eau et de l'assainissement », Tome I
- [4] **M. CARLIER** Paris 1972 « Hydraulique générale et appliquée », édition Eyrolles, p.289.
- [5] **A. LENCASTRE** Paris 1983 « Hydraulique générale », édition Eyrolles, p.349.
- [6] **H. GODART** « Technique de l'ingénieur (technologie de l'eau) », édition T.I., p.C5195 – 10, 16, 18, 25.
- [7] **A.G.H.T.M** Paris 1982 « les stations de pompage », édition Technique et Documentation, p.101.
- [8] **C.GOMELL et H.GUERREE** « La distribution d'eau dans les agglomérations de petite et moyenne importance », Edition EYROLLES, 2004, université LAVAL

Catalogues

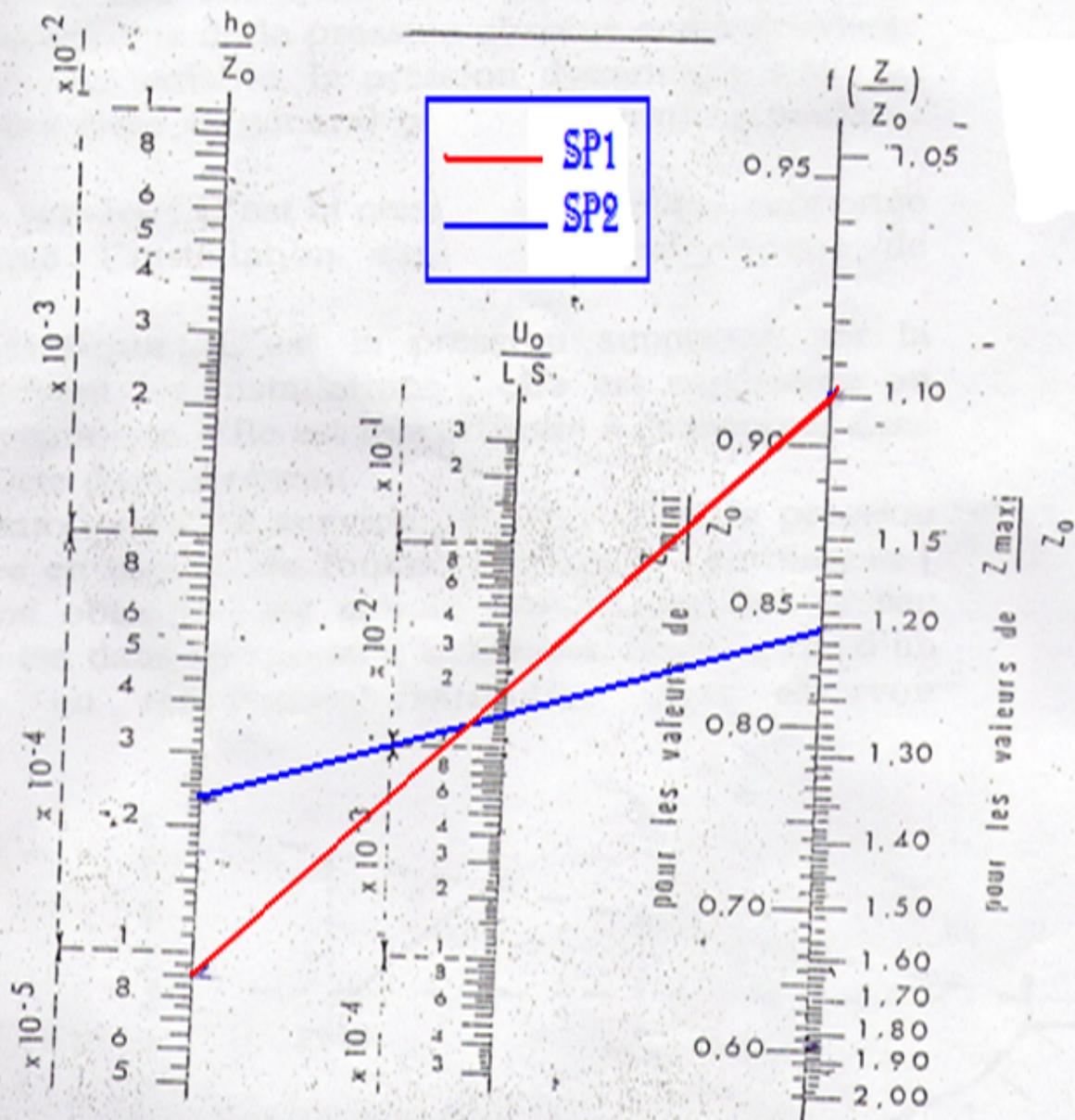
- [10] **Electrosteel Algérie SPA** « Tuyaux et raccords en fonte ductile ».
- [11] **CAPRARI** « pompes multicellulaires à haute pression ».
- [13] **CHARLATTE** « Réservoirs hydraulique ».

ANNEXE (VI.2)

ABAQUE

DE M. VIBERT

POUR LE CALCUL SIMPLIFIÉ
DES RÉSERVOIRS D'AIR



Annexe (II.1)

Annexe II: 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%

(Source cours SALAH.B)

ANNEXES

