

Higher National School of Hydraulic

The Library

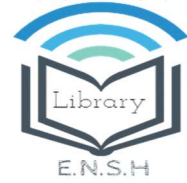
Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Alimentation en eau potable des communes situées sur le couloir des systèmes des transferts ouest des hautes plaines Sétifiennes.

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0022-21

APA Citation (توثيق APA):

Babesse, Ahmed Anis (2021). Alimentation en eau potable des communes situées sur le couloir des systèmes des transferts ouest des hautes plaines Sétifiennes[Mem Ing, ENSH].

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

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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

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

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

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

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option: Alimentation en eau potable

THEME :

**Alimentation en eau potable des communes situées sur le
couloir des systèmes des transferts ouest des hautes plaines
Sétifiennes**

Présenté par :

BABESSE Ahmed Anis

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
MOKRANE Wahiba	MCB	Président
DERNOUNI Youcef	MAA	Examineur
AMIRI Djamel	MAA	Examineur
BENLATRECH Tarek	MAA	Examineur
KAHLERRAS Malika	MCB	Promoteur

Session 2020/2021

Dédicace

Je dédie ce modeste travail en signe de respect et de reconnaissance à :

- ✚ Ma mère et mon père pour leurs sacrifices afin d'atteindre mon but.
- ✚ Mes frères
- ✚ Tous mes amis.
- ✚ Tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin dans ma formation
- ✚ BABESSE Ahmed Anis

BABESSE Ahmed Anis

Remerciement

Avant tout, je remercie DIEU qui a illuminé mon chemin et qui m'a armé de courage pour achever mes études.

Je remercie fortement ma promotrice : Mme. KAHLERRAS MALIKA de m'avoir orienté par ses conseils judicieux dans le but de mener à bien ce travail.

Je remercie également M.AMMARI ABDELHADI, et aussi M. BOUGHARI DJILALI qui m'ont donné la volonté de réaliser ce mémoire à travers leurs services, et disponibilité pour la consultation, sans oublier aussi mon père BABESSE HAMID et ma mère KHARCHI NADIA pour leurs soutien durant toute ma scolarité.

Je tiens à remercier aussi :

- ✚ Les membres de jury pour avoir accepté d'évaluer mon travail
- ✚ Le directeur, Le corps d'enseignement et les étudiants de l'ENSH
- ✚ L'ensemble des ingénieurs des organismes AMENHYD, ADE et la DPAT

Tous ceux qui ont contribué de près ou de loin dans l'élaboration de ce mémoire.

ملخص :

عن طريق هذه الدراسة قمنا بوضع الكيفية المناسبة لنقل المياه من الذي يتم تعبئته من سد الموان بهدف تلبية متطلبات الماء المستقبلية لثلاثة عشر بلدية غرب ولاية سطيف, لأفق سنة 2050. بعد تقديم المنطقة التي نحن بصدد دراستها و تقدير حاجياتها من الماء , نختبر شروط إعداد الأنابيب المختلطة لنقل المياه, من الناحية التقنية و الاقتصادية. بعد ذلك ندرس بالتفصيل وسيلة من وسائل حماية الأنابيب, والتي هي عبارة عن خزان هواء مضاد لظاهرة المطرقة المائية , لإخماد ظاهرة انتقالية تحدث داخل الأنبوب تدعى المطرقة المائية. و أخيرا نتطرق إلى حساب تكلفة المشروع عن طريق التقدير المالي لأشغال الحفر وتهيئة الأرض, وضع الأنابيب والملحقات اللازمة.

الكلمات المفتاحية: نقل المياه؛ ولاية سطيف؛ الحفاظ على منسوب المياه الجوفية. استغلال الموارد السطحية

Résumé :

A travers cette étude il s'agit de dimensionner un système de transfert d'eau à partir du barrage réservoir Mahouane , dans le but de satisfaire les besoins de consommation en eau potable, de treize communes situées dans la partie Ouest de la wilaya de Setif, à l'horizon 2050. Nous avons examiné, après la présentation de la zone d'étude et l'estimation de ses besoins en eau, les conditions technico-économiques dans lesquelles doit être établie une adduction mixte (refoulement - gravitaire). Nous avons aussi étudié un système de protection contre le coup de bélier. il consiste en un réservoir d'air anti-bélier atténuant le phénomène transitoire dans les conduites gravitaires en charge.

Nous terminons notre travail par le calcul du coût total du projet, en faisant une estimation quantitative et financière de tout le matériel nécessaire à la réalisation de notre étude et des différents travaux à entreprendre : creusement de tranchées, terrassement, pose et protection des conduites et accessoires projetés, recouvrement etc.

Mots clés : Adduction ; Transfer d'Eau ; Wilaya de Sétif ; Conservation de nappe Souterraine ; Exploitation des ressources Superficielle.

Abstract:

Through this study, we intend to design a system to transfer water from a Mahouane Dam, only to provide drinking water to thirteen municipalities located in the oust region of Setif, for the 2050 projection. It is analysed. After the presentation of our study area and the estimation of its needs in water, we examine the conditions in which our combined pipe (pumping – heady gravitational) has to be established from both a technical and economical

point of view. After that we tackle a system of protection against hammer water, it consists of air tank for the pumping pipe, its role is to attenuate the phenomenon of water hammer. Finally, we study the cost of the project by evaluating all the works necessary to achieve our project: trenching, excavation, laying and protection of pipes and the accessories used, recovery etc..

Keys words: Adduction; Water Transfer; Wilaya of Sétif; Conservation of underground water table; Exploitation of surface resources.

Sommaire

Liste des tableaux

Liste des figures

Liste d'Abréviations

Liste des planches

Introduction générale

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

INTRODUCTION.....	4
I.1. Localisation géographique.....	4
I.2. Relief et géomorphologie.....	6
I.3. Hydrographie.....	6
I.4. Hydrogéologie.....	7
I.5. Topographie et végétation.....	7
I.6. Climat.....	7
I.6.1. Températures.....	7
I.6.2. Précipitations.....	8
I.6.3. Humidité.....	11
I.6.4. Ensoleillement.....	11
I.6.5. Vent.....	12
I.7. Situation démographique.....	12
I.7.1. Taux d'accroissement de la population.....	13
I.8. Situation Hydraulique.....	13
I.8.1. Répartition des infrastructures par commune.....	14
I.8.2. Situation des réseaux d'AEP par agglomération.....	14
I.8.3. Situation d'AEP avant le transfert ouest.....	15
CONCLUSION.....	16

Chapitre II : Estimation des besoins en eau potable

INTRODUCTION.....	17
II.1.Evolution de la population.....	17
II.1.1.Taux d'accroissement.....	17
II.1.2.Répartition des agglomérations par strates.....	18
II.1.3.Population actuelle des communes.....	19
II.1.3.1. Estimation de la population à différents horizons.....	19
II.2.Evaluation des besoins en eau potable.....	21
II.2.1.Généralités.....	21
II.2.2.Estimation des besoins.....	21
II.2.3.Besoins moyen domestique pour l'horizon 2050.....	23
II.2.4. Besoin d'équipement pour l'année 2021.....	23
II.2.4.1. Besoin scolaires.....	23
II.2.4.2. Besoin sanitaire.....	25
II.2.4.3.Besoin Administratifs.....	25
II.2.4.4. Besoins commerciaux et industriels.....	26
II.2.4.5. Besoins Socioculturelles.....	27
II.2.5. Récapitulation de la consommation moyenne journalière.....	29
II.3. Variations de la consommation.....	29
II.3.1.Variations de la consommation journalière.....	30
II.3.2.Calcul du débit majoré.....	31
II.4.Consommation en eau par tranche horaire.....	31
II.5. Bilan Besoins-Ressources.....	34
CONCLUSION.....	36

Chapitre III : Etude des réservoirs de stockages

INTRODUCTION.....	37
III. Dimensionnement des réservoirs.....	37

III.1. Généralités.....	37
III.1. Rôle des réservoirs.....	37
III.2. Emplacement des réservoirs.....	37
III.3. Principe de fonctionnement.....	38
III.4. Classification des réservoirs.....	38
III.5. Prescriptions sanitaires.....	40
III.6. Hygiène et sécurité.....	40
III.7. Equipements des réservoirs.....	40
III.7.1. Equipements hydrauliques des réservoirs.....	41
III.7.1.1. Conduite d'arrivée ou d'adduction.....	41
III.7.1.2. Conduite de départ ou de distribution.....	42
III.7.1.3. Conduite de trop plein.....	42
III.7.1.4. Conduite de vidange.....	42
III.7.1.5. Conduite By-pass.....	42
III.7.1.6. Matérialisation de la réserve d'incendie.....	42
III.7.2. Equipements de nettoyage :.....	43
III.8. Réservoirs de stockage (points de livraison).....	45
III.8.1. Réservoirs alimentés par refoulement.....	45
III.8.1.1. Réservoir El-Ouricia.....	45
III.8.1.2. Réservoir de Sétif 2.....	46
III.8.1.3. Réservoir de Sétif 1.....	47
III.8.1.4. Réservoir de Ain Oulmène.....	47
III.8.1.5. Réservoir d'Ain Arnat.....	48
III.8.2. Réservoirs alimentés gravitairement.....	50
III.8.2.1. Réservoir d'Ain Abbessa.....	50
III.8.2.2. Réservoir de Mahouane.....	52
III.8.2.3. Réservoir de Mezloug.....	52

III.8.2.4. Réservoir de Guedjel.....	53
III.8.2.5. Réservoir de Guellal.....	54
III.8.2.6. Réservoir de Ksar El Abtal.....	56
III.8.3. Plage du choix de la forme	57
III.8.4. Récapitulatif des réservoirs à projeter.....	57
III.8.5. Dimension des réservoirs	58
III.8.5.1. Pour les réservoirs circulaires	58
CONCLUSION	60

Chapitre IV : Etude de conception du système de transfert d'eau

INTRODUCTION.....	61
IV.1. Bibliographie sur les Adductions	61
IV.1.1 Type de l'Adduction	61
IV.1.1.1. Adduction Gravitaire	62
IV.1.1.2. Adduction par Refoulement	62
IV.1.1.3. Adduction Mixte	62
IV.1.2. Critères de sécurité Et choix du tracé	62
IV.1.2. Choix des matériaux	63
IV.1.2.1. La fonte	63
IV.1.2.2. L'acier	63
IV.1.2.3. L'Amiante ciment.....	64
IV.1.2.4. Le PRV (polyester renforcé de fibre de verre)	64
IV.1.2.5. Le PEHD (polyéthylène à haute densité)	65
IV.1.3. Plages d'utilisation des conduites.....	66
IV.1.4. Couverture minimale et maximale	66
IV.1.5. Vitesse de l'eau	67
IV.1.6. Ouvrages en ligne	67
IV.2. Etude des variantes	68

IV.2.1. Variante 01	69
IV.2.1.1. Evaluation des couts d'investissements et d'exploitations	72
IV.2.2. Variante 02	78
IV.2.2.1. Evaluation des couts d'investissements et d'exploitations	83
IV.2.3. Synthèse et conclusion.....	93
IV.2.4. Variante à retenir	94
IV.3. Etude de l'Adduction par refoulement	96
IV.3.1. Petits projets	96
IV.3.2. Grands projets.....	97
IV.3.3. Calcul des pertes de charges linéaires.....	97
IV.3.4 Pertes de charges singulières	98
IV.3.5. Frais d'exploitation.....	98
IV.3.6. Frais d'amortissements	99
IV.3.7. Calcul Hydraulique.....	100
IV.4. Etude de l'Adduction Gravitaire	113
CONCLUSION.....	115

Chapitre V : Etude de pompage et protection des conduites contre le coup de Bélier

V. Dimensionnement des dispositifs pour lutter contre le coup de Bélier	116
V.1. Phénomène de coup de Bélier	116
V.1.1. Notions générales.....	116
V.1.2. Analyse physique du phénomène de coup de Bélier	116
V.1.3. Risques dus aux coups de Bélier.....	119
V.1.4. Protection de la conduite de refoulement contre le coup de Bélier	120
V.2. Calcul du réservoir d'air.....	122
V.3. Etude de pompage.....	127
V.3.1 Introduction	127
V.3.2 Définition.....	127

V.3.3 Couplage des pompes.....	127
V.3.4 Choix du type de pompe.....	127
V.3.5 Choix du nombre de pompes	128
V.4.2. Refoulement de la station de pompage Mahouane vers le réservoir d’El-Ouricia (SPM – ROR).....	128
V.4.3 Refoulement de la station de pompage Mahouane vers le réservoir tampon d’El-Hamatia (SPM – RTH).....	129
V.5 .Courbes caractéristiques des pompes.....	130
V .6 .Point de fonctionnement d’une pompe.....	133
V .7 Courbe caractéristique de la conduite de refoulement	133
V .7.1. Refoulement SPM - Réservoir de Setif 02.....	134
V .7.2. Refoulement SPM – Réservoir d’El-Ouricia (ROR).....	135
V .7.3.Refoulement SPM – Réservoir Tampon El-Hamatia.....	137
V .8 . Modes de réglage.....	138
V .8.1 : Refoulement : SPM - Réservoir de Sétif 02	140
V .8.1 : Refoulement : SPM - Réservoir d’El-Ouricia (ROR)	142
V .8.1 : Refoulement : SPM - Réservoir tampon El-Hamatia.....	143
V.9.Choix du moteur électrique V.9.1.Critères de choix du moteur électrique.....	144
Refoulement : SPM – Réservoir de Setif02Caractéristiques du moteur	145
V.9.3.Refoulement : SP2 – Réservoir El-Ouricia.....	145
V.9.4.Refoulement SPM – RTH	145
V .10 . Etude de la cavitation	145
V .11. Calage de la pompe	145
Conclusion	152
 Chapitre VI : Accessoires et Pose de canalisation	
VI.1. Accessoires.....	153
VI.1.1.Robinets Vannes	153

V.1.2.Les ventouses.....	158
VI.1.3.Régulateurs de pressions	159
VI.2 Principe de pose de canalisation.....	161
VI.2.1. Pose de canalisation dans un terrain ordinaire	162
VI.2.2. Pose de canalisation dans un mauvais terrain	162
VI.2.3. Pose de canalisation en galerie	163
VI.3. Ouvrages particuliers	164

Chapitre VII : Estimation quantitative et financière du système de transfert d'eau

INTRODUCTION.....	167
VII.1.Calcul du volume des terrassements	167
VII.1.1.Décapage de la couche végétale ou la couche de goudron.....	167
VII.1.2.Calcul du volume des déblais	169
VII.1.3.Calcul du volume de lit de sable	171
VII.1.4. Calcul du volume de remblai	172
VII.1.5.Volume excédentaire	174
VII.2.Devis estimatif des travaux.....	176
VII.3.Calcul du cout des conduites et accessoires	177
VII.3.1.Cout des conduites.....	177
VII.3.2.Evaluation et cout des accessoires	178
VII.4.Cout total du projet.....	183
CONCLUSION	184

Conclusion générale

Références bibliographiques

Annexe

Liste des tableaux

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Tableau I.1 : les Daïras de la wilaya de Sétif.....	5
Tableau I.2: Températures mensuelles moyennes à Sétif.....	8
Tableau I.3: Précipitations moyennes enregistrées à Sétif et El Eulma	9
Tableau I.4: Valeurs mensuelles de l'Humidité atmosphérique à Sétif	11
Tableau I.5: Valeurs mensuelles d'insolation, nébulosité, radiation.....	11
Tableau I.6: Fréquence de la direction de vent en %	12
Tableau I.7: la population actuelle de la zone concernée par l'étude et le taux d'accroissement de cette population.....	13
Tableau I.8: répartition des infrastructures par commune	14
Tableau I.9: les volumes des forages exploités avant la mise en service du barrage Mahouane.....	15

Chapitre II : Estimation des besoins en eau potable

Tableau II.1: la population actuelle de la zone concernée par l'étude et le taux d'accroissement de cette population.....	19
Tableau II.2: population estimée à court, moyen, et long terme.....	20
Tableau II.3: les dotations théoriques et réelement distribuées dans chaque commune	22
Tableau II.4: besoins domestiques pour la population de l'horizon 2050	23
Tableau II.5: tableau résumant les besoins scolaire de la région	24
Tableau II.6: tableau résumant les besoins sanitaire de la région	25
Tableau II.7: tableau résumant les besoins administratifs de la région	26
Tableau II.8: tableau résumant les besoins commerciales et industriels de la région	27
Tableau II.9: Tableau résumant les besoins socioculturels de la région	28
Tableau II.10: Estimation des besoins d'équipement de l'horizon 2050 à l'aide de la méthode d'équivalent habitant.....	29
Tableau II.11: Tableau de la variation de consommation journalière pour l'année 2021.....	31
Tableau II.12: Tableau de la variation de consommation journalière pour l'année 2050.....	31
Tableau II.13: Variation des débits horaires pour l'année 2050 pour l'ensemble des agglomérations	31
Tableau II.14: Récapitulatif des différents débits calculés.....	33

Tableau II.15: bilan besoins-ressource pour l'année 2021	34
Tableau II.16: bilan besoins-ressource pour l'année 2050.....	35
Tableau II.17: débits à desservir à chaque commune à partir de la retenue de Mahouane.	35

Chapitre III : Etude des réservoirs de stockages

Tableau III.1 : Volumes de réservoir Sétif 2.....	46
Tableau III.2 : Volumes de réservoir Sétif 1.....	47
Tableau III.3 : Volumes de réservoir Ain Oulmène	48
Tableau III.4 : Volumes de réservoir Ain Arnat	49
Tableau III.5 : Volumes de réservoir Ain Abbessa	51
Tableau III.6 : Volumes de réservoir Mezloug	52
Tableau III.7: Volumes de réservoir Guedjel.....	53
Tableau III.8 : Volumes de réservoir Guellal.....	55
Tableau III.9 : Volumes de réservoir El Abtal	56
Tableau III.10: Plage du choix de la forme	57
Tableau III.11: Récapitulatif des réservoirs à projeter	57
Tableau III.11: volume des réservoirs, récap, dimensionnement.....	59
Tableau III.12 : dimensionnement des réservoirs.....	59

Chapitre IV : Etude de conception du système de transfert d'eau

Tableau IV.2 : Evaluation des couts d'investissement et d'exploitation jusqu'au période mentionné (en Millions DA hors taxes) (Variante 01, Station de Traitement (ST) Mahouane).....	72
Tableau IV.3 : Evaluation des couts d'investissement et d'exploitation jusqu'au période mentionné (en Millions DA hors taxes) (Variante 01, Station de Pompage (SP) Mahouane)	73
Tableau IV.4 : Evaluation des couts d'investissement et d'exploitation jusqu'au période mentionné (en MDA hors taxes) (Variante 01, Station de Pompage (SP) Sétif).....	74
Tableau IV.5 : Evaluation des couts d'investissement et d'exploitation jusqu'au période mentionné (en MDA hors taxes) (Variante 01, Booster Demamgha)	75
Tableau IV.6 : Evaluation des couts d'investissement et d'exploitation jusqu'au période mentionné (en MDA hors taxes) (Variante 01, Réservoir tampon Hamatia)	76
Tableau IV.7 : Evaluation des couts d'investissement et d'exploitation jusqu'au période mentionné (en MDA hors taxes) (Variante 01, Conduites/ Tranche 01).....	76

Tableau IV.8 : Evaluation des couts d'investissement et d'exploitation jusqu'au période mentionné (en MDA hors taxes) (Variante 01, Conduites/ Tranche 02).....	77
Tableau IV.9 : Evaluation des couts d'investissement et d'exploitation jusqu'au période mentionné (en MDA hors taxes) (Variante 01, Récapitulatif des couts).....	77
Tableau IV.10 : Cumul des couts sur la période 2021-2036 en MDA.....	78
Tableau IV.11 : Couts moyen à long terme sur la période 2021-2036 en DA/m3	78
1Tableau IV.12 : Evaluation des couts d'investissement et d'exploitation jusqu'au période mentionné (en Millions DA hors taxes) (Variante 02, Station de Traitement (ST) Mahouane).....	84
Tableau IV.13 : Evaluation des couts d'investissement et d'exploitation jusqu'au période mentionné (en MDA hors taxes) (Variante 02, Station de Pompage (SP) Mahouane)	85
Tableau IV.14 : Evaluation des couts d'investissement et d'exploitation jusqu'au période mentionné (en MDA hors taxes) (Variante 02, Station de Pompage (SP) Sétif).....	86
Tableau IV.15 : Evaluation des couts d'investissement et d'exploitation jusqu'au période mentionné (en MDA hors taxes) (Variante 02, Booster Demamgha).....	87
Tableau IV.16 : Evaluation des couts d'investissement et d'exploitation jusqu'au période mentionné (en MDA hors taxes) (Variante 02, Booster Ain Oulmene).....	88
Tableau IV.17 : Evaluation des couts d'investissement et d'exploitation jusqu'au période mentionné (en MDA hors taxes) (Variante 02, Booster Guedjal)	89
Tableau IV.18 : Evaluation des couts d'investissement et d'exploitation jusqu'au période mentionné (en MDA hors taxes) (Variante 02, Réservoir tampon Hamatia)	90
Tableau IV.19 : Evaluation des couts d'investissement et d'exploitation jusqu'au période mentionné (en MDA hors taxes) (Variante 02, Conduites/ Tranche 01).....	90
Tableau IV.20 : Evaluation des couts d'investissement et d'exploitation jusqu'au période mentionné (en MDA hors taxes) (Variante 02, Conduites/ Tranche 02).....	91
Tableau IV.21 : Evaluation des couts d'investissement et d'exploitation jusqu'au période mentionné (en MDA hors taxes) (Variante 02, Récapitulatif des couts).....	91
Tableau IV.22: Cumul des couts sur la période 2021-2036 en MDA	92
Tableau IV.23 : Couts moyen à long terme sur la période 2021-2036 DA/m3	92
Tableau IV.24 : Comparaison entre la variante 01 et la variante02.....	93
Tableau IV.25 : Frais d'exploitation	99
Tableau IV.26 : STM-RS2 Refoulement	100
Tableau IV.27 : STM-RS2 Refoulement (les frais d'exploitation)	100
Tableau IV.28 : STM-RS2 Refoulement (les frais d'Amortissement).....	101

Tableau IV.30 : STM-RTH Refoulement	102
Tableau IV.31 : STM-RTH Refoulement (les frais d'exploitation).....	102
Tableau IV.32 : STM-RTH Refoulement (les frais d'Amortissement).....	103
Tableau IV.33 : STM-RS2 Refoulement (Le Bilan)	103
Tableau IV.34 : STM-POR Refoulement	104
Tableau IV.35 : STM-POR Refoulement (les frais d'exploitation)	104
Tableau IV.36 : STM-RTH Refoulement (les frais d'Amortissement).....	105
Tableau IV.37 : STM-RS2 Refoulement (Le Bilan)	105
Tableau IV.38 : BS1-RS1	106
Tableau IV.39 : BS1-RS1 (les frais d'exploitation).....	106
Tableau IV.40 : BS1-RS1 (les frais d'Amortissement).....	107
Tableau IV.41: BS1-RS1 (le Bilan)	107
Tableau IV.42 : SPAA-RAA	108
Tableau IV.43 : SPAA-RAA (les frais d'exploitation)	108
Tableau IV.44 : SPAA-RAA (les frais d'Amortissement)	109
Tableau IV.45 : SPAA-RAA (le Bilan).....	109
Tableau IV.46 : SPAA-RAA Existant.....	110
Tableau IV.47 : SPAA-RAA Existant (les frais d'exploitation).....	111
Tableau IV.48 : SPAA-RAA Existant (les frais d'Amortissement).....	111
Tableau IV.49: SPAA-RAA Existant (le Bilan)	111
Tableau IV.50: BAO-RAO	112
Tableau IV.51: BAO-RAO (les frais d'exploitation).....	112
Tableau IV.52: BAO-RAO (les frais d'Amortissement).....	113
Tableau IV.53: BAO-RAO (le Bilan)	113
Tableau IV.54: Les diamètres à maintenir pour cette adduction.....	115

Chapitre V : Etude de pompage et protection des conduites contre le coup de Bélier

Tableau V.1 : Les avantages et les inconvénients de chaque dispositif de protection	121
Tableau V.2 : Les caractéristiques des conduites de refoulement.....	125
Tableau V.3 : Calcul de célérité d'onde des conduites de refoulement.	125
Tableau V.4 : Calcul du volume de réservoir d'air.....	126
Tableau V.5: Caractéristiques des pompes en fonction de leurs nombres.....	128
Tableau V.6: Caractéristiques des pompes en fonction de leurs nombres.....	129
Tableau V.7: Caractéristiques des pompes en fonction de leurs nombres.....	129

Tableau V .8: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement.....	134
Tableau V .9: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement.....	135
Tableau V .10: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement.....	137
Tableau V.11: Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température.....	146

Chapitre VI : Accessoires et Pose de canalisation

Tableau VI.1 : Les caractéristiques de la vanne à cage méplate.....	153
Tableau VI.2 : Les caractéristiques de vanne à cage ovale	154
Tableau VI.3 : Les caractéristiques de vanne à cage ronde	156
Tableau VI.4 : Les caractéristiques de Robinet vanne à opercule métallique	157

Chapitre VII : Estimation quantitative et financière du système de transfert d'eau

Tableau VII.1 : calcul du volume de la couche végétale ou du goudron pour les adductions	168
Tableau VII.2 : Calcul du volume de déblai pour les adductions	170
Tableau VII.3 : Calcul du volume de sable pour les adductions.....	171
Tableau VII.4: calcul du volume de remblai pour les adductions.....	173
Tableau VII.5: calcul du volume excédentaire pour les adductions.....	175
Tableau VII.6: Le volume Total des travaux pour les adductions	176
Tableau VII.7: Volumes et coûts des travaux total	177
Tableau VII.8 : Coût des conduites	179
1Tableau VII.9 : Coût des coudes.	180
Tableau VII.10: Estimation des vannes	181
Tableau VII.11 : Estimation des ventouses et coût.	183
Tableau VII.12 : Estimation du coût de regard pour les ventouses et les vannes de vidange	183
Tableau VII.13 : Coût de Grillage Avertisseur.	184
Tableau VII.14 : Estimation du réservoir anti-bélier	185
Tableau VII.15 : Coût total des accessoires.....	186
Tableau VII.16 : Coût total du projet.	187

Liste des figures

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Figure I.1 : Situation géographique de la wilaya de Sétif, Source (Google Earth).....	4
Figure I.2:Températures mensuelles moyennes à Sétif.	8
Figure I.3: Précipitations moyennes enregistrées à Sétif et El Eulma.....	9
Figure I.4: le zonage des précipitations dans la wilaya de Sétif	10
Figure I.5: Répartition annuelle de la direction des vents en %	12
Figure I.6: capacités de la retenue Mahouane, Source (APD ELECTRICITE de France).	16

Chapitre II : Estimation des besoins en eau potable

Figure II.1: Evolution de la population au cours du temps.....	20
Figure II.2: Variation de la consommation horaire pour l'année 2021.....	32

Chapitre III : Etude des réservoirs de stockages

Figure III.1 : Schématisation d'un réservoir.....	60
---	----

Chapitre IV : Etude de conception du système de transfert d'eau

Figure IV.1 : Représentation schématique de Sous-système Nord	70
Figure IV.2 : Représentation schématique des réservoirs (Réservoir Sétif 2)	80
Figure IV.3 : Représentation schématique de la Variante à retenir.....	94
Figure IV.4 : schéma synoptique de la variante retenue (1 ^{er} partie)	95
Figure IV.5 : schéma synoptique de la variante retenue (2 ^{ème} partie)	95
Figure IV.6 : schéma synoptique de la variante retenue (3 ^{ème} partie)	96
Figure IV.7 : Simulation de l'Adduction Gravitaire par EPANET.....	114

Chapitre V : Etude de pompage et protection des conduites contre le coup de Bélier

Figure V.1 : la première phase du phénomène de coup de Bélier.....	117
Figure V.2 : la deuxième phase du phénomène de coup de Bélier	117
Figure V.3 : la troisième phase du phénomène de coup de Bélier	118
Figure V.4 : la quatrième phase du phénomène de coup de Bélier	119

Figure V.5 : Schéma d'une installation type pour la protection d'une adduction par ballon d'air.....	12
0	
Figure V.6 : Schéma d'une conduite longue ($L > 1000$ m) protégée par un réservoir d'air	123
Figure V.7 : Les courbes caractéristiques de la pompe (SP1) de type PM 150/6 B.....	131
Figure V.8: Les courbes caractéristiques de la pompe (SP2) de type PM 125/8 D	132
Figure V.9 : Les courbes caractéristiques de la pompe (SP3) de type PM 100/4 D	133
Figure V.10: Point de fonctionnement de la pompe (SP N° 1).....	134
Figure V.11: Point de fonctionnement de la pompe (SP N° 2).....	137
Figure V.12: Point de fonctionnement de la pompe (SP N° 3).....	138

Chapitre VI : Accessoires et Pose de canalisation

Figure VI.1 : Robinet vanne à cage méplate.....	154
Figure VI.2 : vanne à cage ovale.....	155
Figure VI.3 : vanne à cage ronde	155
Figure VI.4 : Les vannes papillons.....	156
Figure VI.5 : ventouse a deux flotteurs	158
Figure VI.6 : Ventouse a un seul flotteur	159
Figure VI.7 : Régulateur de pression aval.....	160
Figure VI.8 : Régulateur de pression amont	160
Figure VI.9: Régulateur de pression amont et aval.....	161
Figure VI.10 : Pose de canalisation dans un terrain ordinaire	164
Figure VI.11 : Pose de canalisation dans un terrain mouillé	164
Figure VI.12 : Pose de canalisation en galerie	165
Figure VI.13 : Massif en béton.....	168

Chapitre VII : Estimation quantitative et financière du système de transfert d'eau

Figure VII.1 : Coupe de la tranchée dans un terrain ordinaire.....	167
--	-----

Liste d'Abbreviations

ACL : Agglomération Chef-Lieu

ADE : Algérienne des Eaux

AEP : Alimentation en Eau Potable

APC : Assemblé Populaire Communale

APD : Avant-Projet Détaillé

AS : Agglomération secondaire

CMLT : Cout Moyen à Long Terme

CW : Chemin de Wilaya

DHW : Direction de l'Hydraulique de la Wilaya

DPAT : Direction de la Planification et de l'Aménagement de Territoire

HMT : Hauteur Manométrique Totale

MES : Matière en Suspension

PMH : Petite et moyenne Hydraulique

RN : Route Nationale

ZE : Zone Eparses

Liste des planches

Planche 01/06 : Levé assemblé global de l'adduction Ouest avec le tracé des conduites.

Planche 02/06 : Schéma synoptique du réseau de l'adduction.

Planche 03/06 : Profile en long de la ligne de refoulement du station de traitement vers le réservoir de stockage Sétif 02.

Planche 04/06 : Plan du réservoir de stockage rectangulaire de Sétif 01.

Planche 05/06 : Schéma de la station de pompage prévue à Ain Anat.

Planche 06/06 : Plan d'ensemble du Booster (Supresseur) d'Ain Oulmène.



**INTRODUCTION
GENERALE**

INTRODUCTION GENERALE

L'altération de l'environnement naturel, notamment le milieu aquifère, est devenu progressivement une préoccupation mondiale. En Algérie, la principale source de satisfaction de la demande en eau est l'eau souterraine, du fait de son exploitation relativement facile. D'où la nécessité de chercher à exploiter les ressources renouvelables comme les eaux de surface et emmagasiner les ressources souterraines.

Le Ministère des ressources en eau a mis en œuvre le plan directeur de la région Est relative aux transferts d'eau comme solution alternative Constitué de deux systèmes indépendants appelés transferts Ouest et Est (Annexe I.1), dont la mise en service des deux projets permettra de transférer annuellement un volume où approximativement le quart du volume sera destiné à l'alimentation en eau potable et le reste de volume sera destiné à l'irrigation des périmètres agricole des hautes plaines Sétifiennes.

La canalisation des deux transferts jusqu'aux barrages tampons de la wilaya de Sétif sont déjà réalisés. Dans cette étude on s'intéresse à transférer de l'eau à partir du barrage de Mahouane vers les neuf communes ouest de la wilaya de Sétif : Sétif - Ain-oulmane – Ain-arnat – Mezloug – Ain-abbassa -Alouricia – Guellal – Guedjal – Ksar El Abtal afin de satisfaire leurs besoins en eau et emmagasiner leurs ressources souterraines

L'étude comporte cinq parties définies comme suit :

- Une présentation de la zone d'étude qui consiste à collecter les données nécessaires pour avoir une bonne connaissance sur la zone d'étude.
- Une estimation des besoins en eau potable permettant le calcul des besoins en eau pour l'ensemble des agglomérations afin de déterminer le débit de dimensionnement de notre système de transfert.
- Une étude de conception du système de transfert afin de pouvoir projeter un système adéquat de transfert.
- Une étude de conception des systèmes annexes pour dimensionner les différents systèmes qui peuvent être projeté tel que : réservoir, station de pompage, anti-bélier etc.
- Enfin une estimation quantitative et financière du système de transfert d'eau. Elle consiste à faire un devis estimatif en faisant intervenir tous les coûts des travaux : conduites, accessoires, réalisations et les différents ouvrages qui peuvent être projetés.



Chapitre I :
Présentation de zone
d'étude

INTRODUCTION

La présentation de la zone d'étude est un chapitre extrêmement important qui portera sur la description générale de la zone d'étude en envisageant sa situation géographique, géologique, climatique et surtout hydraulique en faisant la collecte et le traitement des données de base. Le traitement de ces données permet d'élaborer un projet sur des bases solides.

I.1. Localisation géographique

La wilaya de Sétif a une superficie de 6549.64 kilomètres carrés, soit 0.27 % du territoire national, elle occupe une position centrale, entourée de 6 wilayas, elle constitue un carrefour; au nord elle est limitée par les wilayas de Bejaia et Jijel, à l'Est par la wilaya du Mila, au sud par les wilayas de Batna et M'sila et à l'Ouest par la wilaya de Bordj Bou Arreridj: Grâce à l'important réseau de communications notamment les routes nationales, Sétif est devenue un passage obligé des flux venant du sud vers les ports de Jijel et de Bejaia, et des mouvements d'Ouest vers l'Est (Constantine et Annaba vers Alger).



Figure I.1 : Situation géographique de la wilaya de Sétif, Source (Google Earth)

Elle est composée de 60 communes réparties en 20 Dairas de la manière suivante

Tableau I.1 : les Dairas de la wilaya de Sétif.

Daïra	Consistance
01- Sétif	Sétif
02- Ain-Arnet	Ain-Arnet, Ain-Abessa, El-Ouricia, Mezloug
03- Ain-Azel	Ain-Azel, Ain-Lahdjar, Beida-Bordj, Bir-Haddada
04- Ain-El-kebira	Ain-El-kébira, Dehamcha, Ouled-Addouane
05- Ain-Oulméne	Ain-Oulméne, Guellel, Kasr-El-Abtal, Ouled -Si- Ahmed
06- Amoucha	Amoucha, Oued El-Bared, Tizi-N'Bechar
07- Babor	Babor, Serdj-El-Ghoul
08- Beni-Aziz	Beni-Aziz, Ain-Sebt, Maouia
09- Beni-Ourtilene	Beni-Ourtilene, Ain-Lagradj, Beni-Chebana, Beni-Mouhli
10- Bir-El Arch	Bir-El arch, Bellaâ, ElOuldja, Tachouda
11- Bouandes	Bouandes, Ait-Nouel-M' zada, Ait-Tizi, Bousselam
12- Bougaa	Bougaa, Ain-Roua, Béni-Oussine
13- Djemila	Djemila, Beni-Fouda
14- El-Eulma	El-Eulma, BazerSakra, GueltaZerga
15- Guedjel	Guedjel, Ouled-Saber
16- Guenzet	Guenzet, Harbil
17- Hammam Guergour	Hammam Guergour, DraaKebila
18- Hammam Sokhna	Hammam Sokhna, Taya, Tella
19- Maoklane	Maoklane, Talalfacéne
20- Saleh Bey	Saleh Bey, Boutaleb, Hamma, Ouled Tebben, Rasfa

La ville de Sétif, avec une altitude supérieure à 1000 mètres, est appelée capitale des hauts-plateaux.

I.2. Relief et géomorphologie

La wilaya de Sétif se compose des trois faciès géomorphologiques suivants :

- Une partie montagneuse comprenant :
 - Au nord, les monts de Babor, qui s'étendent sur une centaine de kilomètres et culminent à 2004 m.
 - Au nord-ouest, les monts de Bibans ;
 - Au sud et au sud-ouest, les monts de Hodnas, qui culminent à 1890 m au Djebel Agfane.

Cette partie montagneuse est importante, elle couvre environ 44% de la superficie de la Wilaya.

Elle est constituée de sols Calcaires, et alluvions en fond de vallées.

- La zone dite “ des hautes plaines “, circonscrite par les chaînes montagnes précédentes, avec une altitude comprise entre 900 et 1200 m et qui couvre près de 50% de la superficie totale de la Wilaya, c'est dans cette zone que sont situées les deux plus grandes agglomérations de la wilaya, Sétif et El Eulma, les sols sont généralement calciques ou calcaires, plus ou moins argileux, et leur qualité agricole s'appauvrit du nord vers le sud.
- Au sud et au sud-est, une zone semi-aride pratiquement plate, d'une altitude généralement inférieure à 900 m, couverte de plusieurs Chotts (Chott El Beida, Chott El Ferraine, Sebkhha Melloul). Ce sont des sols pauvres et salins.

I.3. Hydrographie

Les oueds se caractérisent par un écoulement irrégulier, conséquence de données climatiques et des précipitations, les deux principaux oueds sont : L'Oued Boussalem et l'Oued El Kébir.

Tous deux ont un tracé original à cause de la chaîne côtière, qui les empêche de rejoindre la mer méditerranée directement en coulant tout de suite vers le nord, et au contraire leur impose un trajet transversal :

- Vers l'est pour l'oued Boussalem jusqu'à ce qu'il rejoigne l'oued Soummam qui rejoint la mer à Bejaia.
- Vers l'ouest pour l'oued El Kébir, qui ne pourra infléchir son cours vers le nord qu'après avoir atteint la longitude de Mila.

I.4. Hydrogéologie

La Wilaya de Sétif est relativement riche en eau souterraine, les principaux aquifères sont :

- L'aquifère des alluvions mio-plio-quadernaire.
- L'aquifère des calcaires lacustres villafranchiens.
- Le système Karstique de Djemila.
- Le système aquifère de l'allochtone sud-sétifien.

D'où le nombre élevé des sources, puits, et surtout forages relevés sur le territoire de la Wilaya.

Notamment, près de 200 forages sont recensés dans les fichiers de la DHW (ce chiffre ne concerne que les forages officiellement autorisés, et selon les informations verbales recueillies, il semblerait qu'il existe également un certain nombre de puits et de forages illicites.)

I.5. Topographie et végétation

Le périmètre de la wilaya de présenté une pente d'environ 8% favorisant un écoulement rapide et sans infiltration des eaux de pluies dans le sol et présente des formations essentiellement calcaireuses, schisteuses et argileuses.

Les précipitations et l'altitude conditionnent en grande partie l'importance et la variété de la végétation ; on distingue sur les monts les forêts d'Alep, le cèdre, le sapin de Numidie, le cyprès, le chêne vert et le chêne-liège. Par ailleurs, la zone montagneuse demeure une région de l'arboriculture notamment l'olivier et le figuier.

Les hautes plaines sont le domaine de la céréaliculture et des cultures maraichères.

Par contre la zone semi-aride, est compte tenu de la qualité saline de ses sols, la flore est généralement pauvre.

I.6. Climat

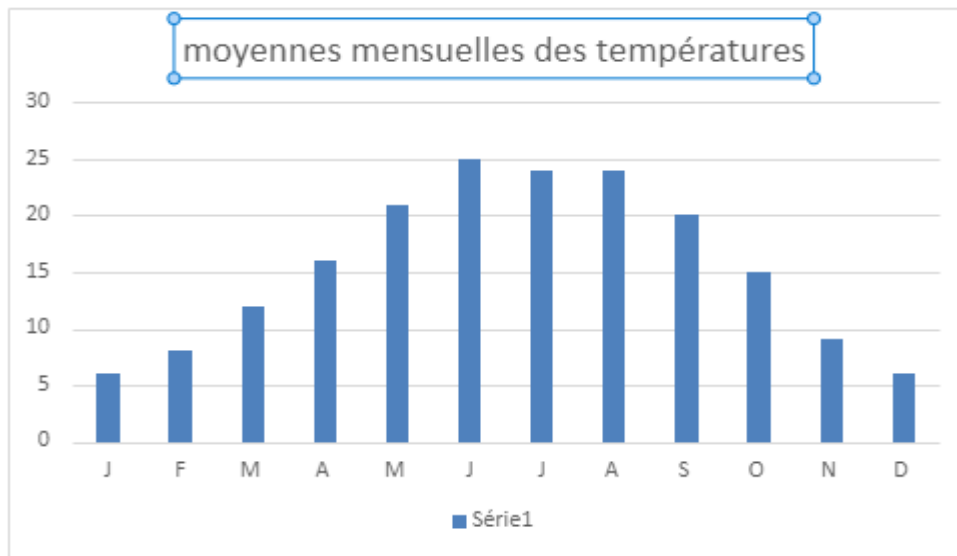
La présence de la chaîne montagneuse côtière, en provoquant le blocage des influences maritimes, fait que la Wilaya de Sétif se caractérise par un climat continental semi-aride, avec des étés chauds et secs et des hivers rigoureux.

I.6.1. Températures

La répartition des températures mensuelles moyennes enregistrées à la station météo de Sétif est présentée dans le tableau suivant :

Tableau I.2: Températures mensuelles moyennes à Sétif.

	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
°C _{max}	9	11	13	17	22	29	33	33	27	21	15	10
°C _{moy}	5	6	8	12	16	21	25	24	20	15	9	6
°C _{min}	0.3	1	3	5	9	13	17	17	14	9	4	1

**Figure I.2:** Températures mensuelles moyennes à Sétif.

Les valeurs ci-dessus ne sont que des moyennes, notamment la température la plus basse enregistrée à Sétif a été de -15 °C .

Les dernières gelées printanières se produisent généralement en Avril, et les premières gelées automnales en novembre, on note en moyenne 33 jours de gelées par an.

I.6.2. Précipitations

Les précipitations moyennes annuelles diminuent du nord vers le sud, ainsi sur notre zone d'étude on a les valeurs suivantes :

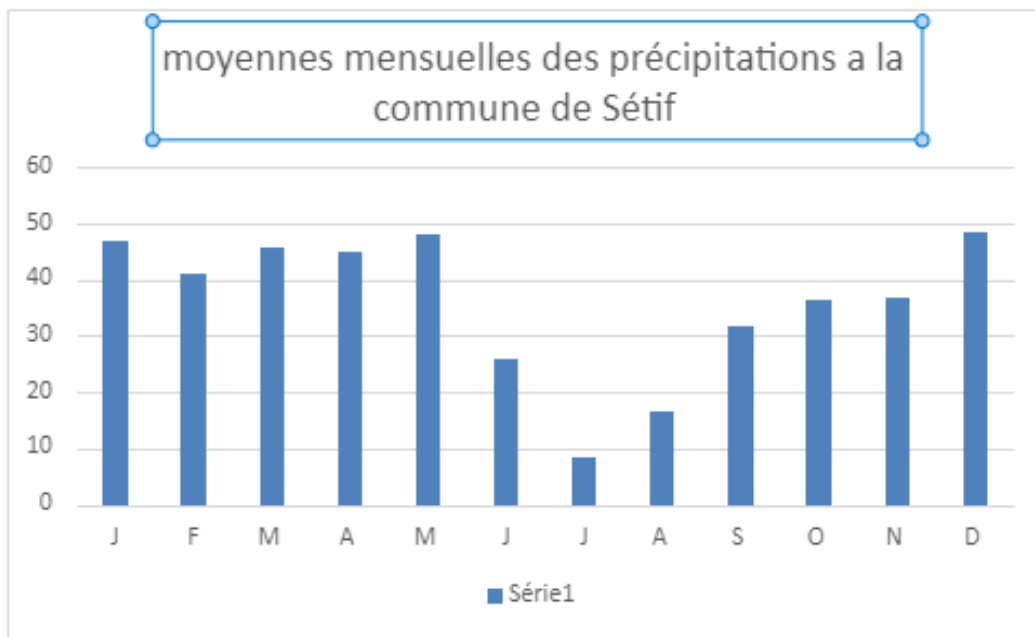
- Région d'Amoucha (nord de la zone d'étude) : 557mm/an.
- Région de Sétif (centre de la zone d'étude) : 431mm/an.
- Région de Guellal (sud de la région d'étude) : 346mm/an.

Ces précipitations sont variables en fonction de la période de l'année. Comme le montre le tableau ci-dessous :

Tableau I.3: Précipitations moyennes enregistrées à Sétif et El Eulma

	Précipitations en (mm)												
	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	TOT
Sétif 1856-1991	46.9	41	45.8	45	47.9	25.7	8.2	16.6	31.9	36.3	36.9	48.3	430.5
El Eulma 1914-1978	45.8	39.5	34.7	37.4	41.4	23.7	7.5	12.8	29.4	28.7	35	42.9	378.8

Source : PDAU Sétif

**Figure I.3:** Précipitations moyennes enregistrées à Sétif et El Eulma

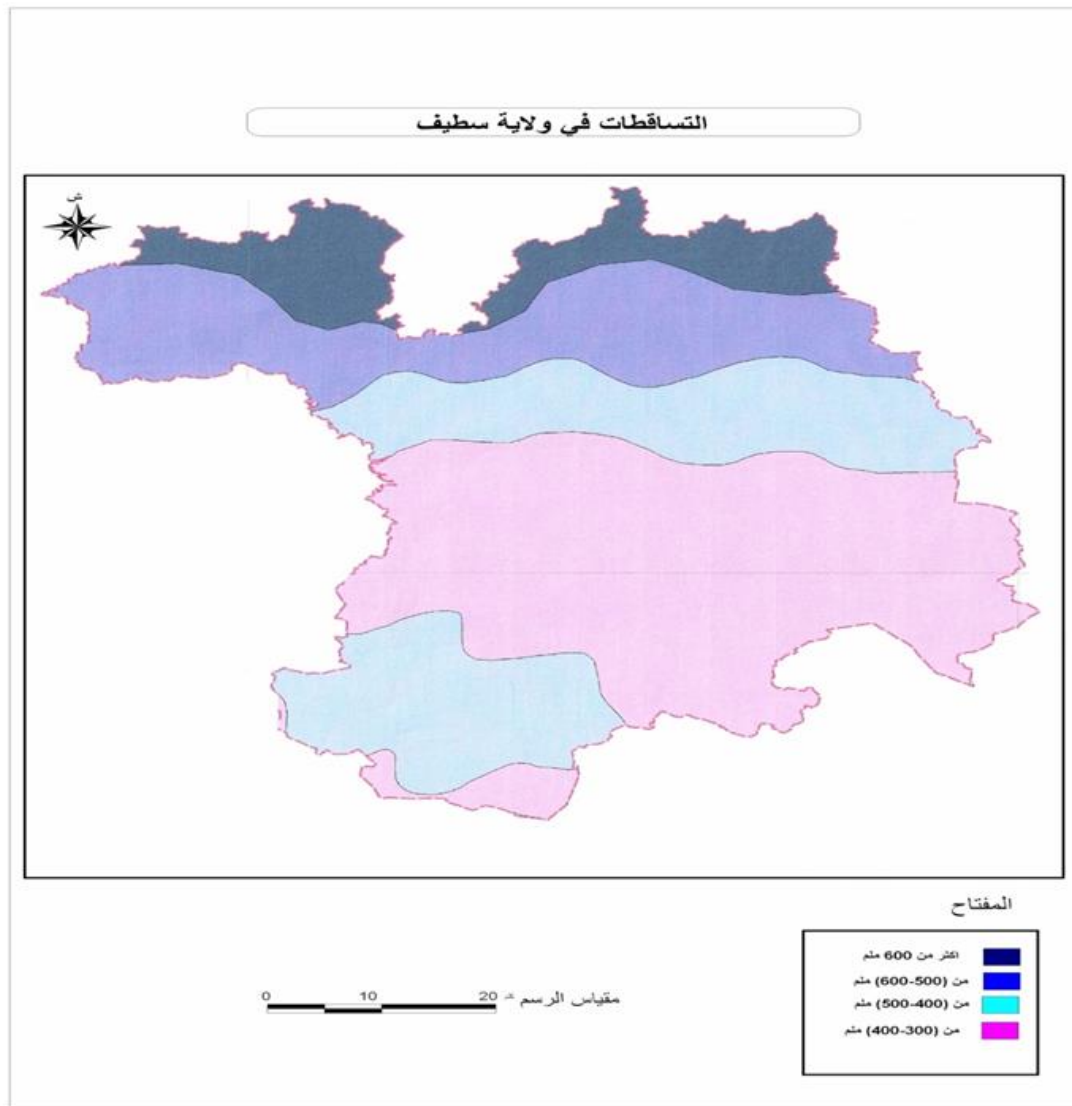


Figure I.4: le zonage des précipitations dans la wilaya de Sétif

Durant les vingt dernières années, le climat de l'Algérie a été caractérisé par des périodes de sécheresse récurrentes. Ce phénomène a été davantage ressenti dans la région est du pays. Cette situation n'a pas manqué d'avoir des répercussions sur l'évolution de la pluviométrie. Les analyses faites par l'ANRH régionale de l'Est ont montré que les séries de pluies ont connues des baisses significatives. La baisse des précipitations moyennes est surtout sensible au niveau des nappes phréatiques.

Cette diminution de la pluviométrie se traduit par une baisse relative des apports au niveau des barrages ainsi que par un rabattement du niveau des nappes

I.6.3. Humidité

L'humidité atmosphérique est plutôt faible, surtout pendant les mois d'étés, comme le montre le tableau ci-dessous issu des mesures de l'ONM :

Tableau I.4: Valeurs mensuelles de l'Humidité atmosphérique à Sétif

Humidité mensuelle en %												
Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Sétif ONM	76	76	72	66	61	50	39	41	55	66	75	79
Min absolu	46	45	37	35	21	20	13	15	26	27	41	54
Max absolu	99	97	97	93	97	80	76	75	85	96	97	97

I.6.4. Ensoleillement

Dans le tableau ci-dessous :

- L'insolation moyenne provient de mesures réalisées à Sétif Ain Sfiha
- La nébulosité a été mesurée à l'ancienne station (étude GEC)
- La radiation totale a été calculée par la FAO à partir d'observations de la durée d'insolation.

Tableau I.5: Valeurs mensuelles d'insolation, nébulosité, radiation.

Insolation, nébulosité et radiation mensuelles												
Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Insolation heures/jour	5.8	6.5	7.3	8.1	9.4	10.5	11.4	10.6	8.9	7.3	6.2	5.2
Nébulosité Octas	5.4	5.5	4.6	4.6	4.6	3.7	2.1	2.4	3.7	4.3	5.6	6.3
Radiation cal/cm2/jour	202	285	370	457	549	559	604	534	439	317	224	184

Il y a en moyenne 2961 heures d'insolation par an dans la région de Sétif, et l'énergie moyenne de radiation solaire reçue par jour est de 393 calories par centimètre carré (soit une puissance de 190 watts par mètre carré).

I.6.5. Vent

La rose des vents ci-dessous montre que les vents dominants sont de nord-est et nord-ouest :

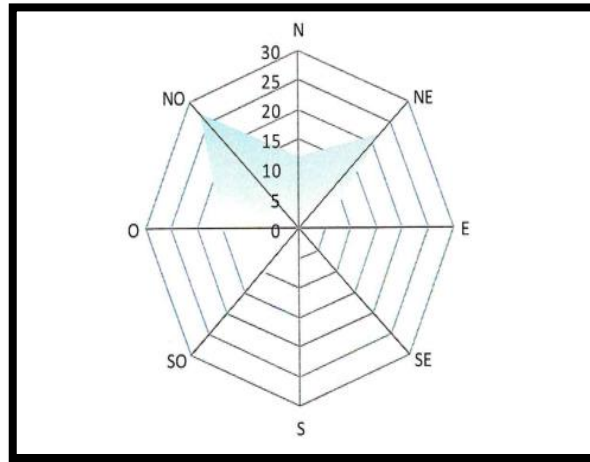


Figure I.5: Répartition annuelle de la direction des vents en %

Par ailleurs on constatera dans le tableau ci –après que cette dominance varie peu d'un mois sur l'autre (selon les enregistrements de la station de Sétif)

Tableau I.6: Fréquence de la direction de vent en %.

	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
N	13	11	11	13	13	12	13	11	11	11	10	11
NE	17	13	14	16	34	36	33	29	29	22	12	9
E	2	2	4	5	9	8	8	7	7	5	3	1
SE	2	2	2	2	4	4	3	4	4	3	3	1
S	3	5	7	6	4	5	4	6	6	5	5	3
SO	9	11	14	13	10	9	10	11	11	12	12	9
O	19	20	18	17	8	9	9	11	11	15	20	25
NO	35	36	30	28	18	17	20	21	21	27	35	41

La vitesse moyenne de vent sur l'année est de 3 m/s.

On notera par ailleurs l'activité du Sirocco, vent chaud et sec qui souffle du Sahara 12 à 15 jours par an à Sétif. Les jours de Sirocco peuvent intervenir de mars à novembre, avec la probabilité la plus forte en juillet.

I.7.Situation démographique

La population par agglomération de la zone concernée par le présent projet, a été déduite de l'annuaire statistique de la wilaya de Sétif, conformément à l'année de recensement de 2021 réalisé par la DPAT de la Wilaya. Elle est présentée dans le tableau suivant :

Tableau I.7: la population actuelle de la zone concernée par l'étude et le taux d'accroissement de cette population

Commune	Population actuel (2021)	Taux d'accroissement (%)
Sétif	457 709	2.1
Ain Abbassa	20 006	2.3
Alouricia	27 788	2.6
Ain Arnat	70 581	2.7
Mezoulg	20 770	2.2
Guellal	28 355	1.7
Guedjel	47 464	2.0
Ain Oulmene	142 704	2.3
Ksar Al Abtal	31 011	2.0
Total	846 388	/

I.7.1.Taux d'accroissement de la population

D'après la direction de l'hydraulique de la wilaya de Sétif, La population de la wilaya de Sétif est passée de **1 581 325** Habitants en 2010 à **2 076 859** habitants en 2021 avec un taux d'accroissement moyen évalué à **2,3** %.

Sachant que le calcul du taux d'accroissement (mentionné dans le tableau 6) est basé sur une décomposition par strate (les règles utilisées seront plus détaillées dans le deuxième chapitre d'estimation des besoins en eau) au lieu de taux spécifiques par communes ou agglomérations qui permettent une approche statistique de la zone d'étude, certainement plus exact sur le long terme.

I.8.Situation Hydraulique

Les ressources hydriques connues sont de 592 Hm³ avec un volume mobilisable de 273,19 Hm³. Les ressources mobilisées sont de l'ordre de 21,15 Hm³ soit 7,74% du volume global. Cette mobilisation se fait à partir des eaux souterraines pour un volume de 0,15 Hm³ et des eaux superficielles de 21 Hm³. Les volumes ainsi mobilisés permettent une dotation journalière de 144 l/hab. S'agissant du raccordement aux différents réseaux, les seuils de couverture sont 91% pour l'alimentation en eau potable (AEP) et 89% pour l'assainissement. L'avènement des grands transferts Est-Ouest permettra le renforcement en dotation des populations en AEP.

Le taux de raccordement en AEP est passé de 93% en 2019 à 94 % en 2020

En matière d'assainissement, le problème posé réside dans la réalisation des grands ouvrages (exutoires et canaux de rejets pour les grands centres urbains) ; ainsi que, dans le calibrage d'oueds et la protection des villes contre les inondations.

Le taux de raccordement en assainissement est passé de 93% en 2019 à 94 % en 2020 ce qui dénote des efforts à déployer par le biais de différents programmes de développement.

La production totale est de 279 423 M3/j soit 0,2794 HM3/J.

La production des eaux souterraines est 190 533 m3/j soit 0,1905 HM3/J.

La production des eaux superficielles est de 88 830 m3/j.

I.8.1. Répartition des infrastructures par commune

Tableau I.8: répartition des infrastructures par commune

Commune	Nombre de retenues collinaires	Nombre de sources	Nombre de forages
Sétif	/	/	15
Ain Abbassa	1	/	8
Alouricia	2	/	6
Ain Arnat	2	/	3
Mezoulg	/	/	3
Guellal	/	/	3
Guedjel	/	/	7
Ain Oulmene	1	/	8
Ksar Al Abtal	/	/	6
Total	06	00	59

I.8.2. Situation des réseaux d'AEP par agglomération

La situation des réseaux d'AEP avant la mise en service du barrage Mahouane est détaillée dans le tableau en annexe (I.2)

Exploitation des forages pour l'approvisionnement en eau potable avant le transfert Ouest :

Tableau I.9: les volumes des forages exploités avant la mise en service du barrage Mahouane.

communes	volumes de production				forages en exploitation				
	volume totale	Autres	APC	ADE	jours de pompage	Débit exp	niveau d'eau	débit mobilisé	nombre de forages
	m ³ /mois	m ³ /mois	m ³ /mois	m ³ /mois	NB	m ³ /j	L/s	m ³ /j	
Sétif	359242,56	7499,52	75189,6	276553,44	450	11974,752	183,92	20390	15
Ain Abbassa	63180	0	63180	0	240	2106	51,5	7776	8
Alouricia	62445,6	0	13197,6	49248	180	2081,52	40,2	4968	6
Ain Arnat	60156	0	14580	45576	90	2005,2	37	4320	3
Mezloug	65016	0	3456	61560	90	2167,2	34	7344	3
Guellal	95040	0	95040	0	90	3168	58	5529,6	3
Guedjal	2621376	0	760320	1861056	2640	87379,2	1248	113356,8	7
Ain Oulmane	232632	0	0	232632	240	7754,4	98	8640	8
Ksar Al Abtal	327672	0	95040	232632	330	10922,4	156	14169,6	6

I.8.3. Situation d'AEP avant le transfert ouest

Une des caractéristiques principales de l'adduction d'eau des communes de la zone d'étude Est-ce que l'on pourrait nommer sa territorialité, en effet à part une seule exception toutes les communes tirent l'essentiel de leurs ressources en eau de leur propre sous-sol, l'exception est:

- Sétif qui bénéficie des adductions Transcommunales provenant de la retenue d'Ain Zada d'une part et de la source d'Oued El Bared d'autre part.

A cette exception, on peut ajouter quelques communes " opportunistes" qui ont profité de la réalisation de ces importantes adductions pour être alimentées au passage par le biais de piquage. Parmi celles-ci, les "préleveurs" les plus importants sont :

- Ain Arnat sur l'adduction d'Ain Zada.
- D'autres prélèvements existent mais beaucoup moins importants proportionnellement aux besoins totaux de la commune.

On a donc affaire a un tissu très morcelé en ce qui concerne l'alimentation en eau potable, constitué de nombreuses unités de distributions indépendantes. La plupart d'entre elles étant très petites. En fait cela n'est pas une surprise : c'est ce qu'on rencontre généralement dans un milieu a forte composante rurale, ce qui est le cas sur notre zone d'étude.

➤ **Caractéristiques du Barrage de Mahouane**

Selon l'APD en date d'octobre 2002 établi par ELECTRICITE de France pour l'ANBT, les caractéristiques principales du barrage sont rappelées ci-après.

En raison des conditions topographiques et surtout géologiques (fondation souple) ainsi que des matériaux présents à proximité du site, le choix du type de barrage s'est porté sur un barrage en remblai zoné constitué d'un noyau central en argile avec filtres avec filtres et drains et de recharges amont et aval en enrochements.

Les cotes et capacités de la retenue sont les suivants :

Cote de la crête du barrage	1 149,00 NGA
Cote des Plus Hautes Eaux (PHE)	1 146,70 NGA
Cote de Retenue Normale (RN)	1 146,30 NGA
Cote de Limite Utile (LU)	1 088,60 NGA
Cote Minimale d'Exploitation (RME)	1 083,00 NGA
Capacité totale	148 hm ³
Tranche morte	0,50 hm ³
Capacité Utile d'Exploitation	147,50 hm ³
Capacité Utile de Régulation	145,80 hm ³

Figure I.6: capacités de la retenue Mahouane, Source (APD ELECTRICITE de France).

Et les caractéristiques principales du système de transfert entre la retenue d'Ighil Emda et Mahouane sont mentionnées dans l'annexe (I.3)

CONCLUSION

Dans ce chapitre nous avons collecté différentes données : hydrographique, géologique hydrogéologique etc. On a insisté beaucoup plus sur la situation hydraulique parce qu'elle a une très grande importance dans notre projet. Ce chapitre nous permet de bien connaître notre zone d'étude afin de bien mener notre projet en tenant compte des différents paramètres qui peuvent intervenir.

Chapitre II :
Estimation des besoins en
eau potable

INTRODUCTION

Dans ce chapitre, on procède à la détermination des besoins en eau potable nécessaires pour les agglomérations concernées par notre projet de transfert. A la suite d'une estimation de leurs populations pour un horizon fixé à 2050. Ces besoins servent à la détermination des débits nécessaires au dimensionnement du système d'alimentation en eau potable à projeter, appelé à leur satisfaire les besoins en eau potable.

II.1.Evolution de la population

Le nombre d'habitants des communes concernées par l'étude varie d'une localité à une autre, il est estimé à **939 668 habitants** au total en 2021.

Le taux d'accroissement moyen est de 2.3%. D'après la Direction de la Planification et de l'Aménagement du territoire (DPAT) de la wilaya de Sétif.

II.1.1.Taux d'accroissement

Les taux d'accroissements présentés ci-après (taux actuels et futurs des communes concernées par l'étude) sont définis par strate de population et tiennent compte :

- Des programmes inscrits par le gouvernement dans le cadre de développement local (communications- habitats- agriculture- PMH) en relation avec l'aménagement du territoire.
- D'une approche globalisée des documents d'urbanisme qui ont été portés à notre connaissance (PDAU-POS) et des informations recueillies au cours des enquêtes socio-économiques.

La décomposition par strate, au lieu des taux spécifiques par communes ou agglomérations permet une approche "statistiques" de la zone d'étude, certainement plus exacte sur le long terme, surtout pour les petites collectivités. En effet cette stratégie nous met à l'abri d'incidents ultérieurs qui fausseraient complètement les prévisions, tel qu'une révision importante d'un POS dans quelques années, ou de celui d'une commune voisine, ou encore tel qu'une implantation industrielle ou touristique prévue mais qui finalement ne se fait pas. Ou au contraire, non programmée aujourd'hui mais qui se réalise dans quelques années, aussi qu'on fait de l'investissement à long terme comme c'est le cas du présent projet de transfert, cette approche par strate de population est beaucoup plus sage.

Les règles suivantes ont été appliquées :

- Pour toutes les agglomérations le taux de départ (2021) est égal à celui de dernier recensement de 2008 arrondi aux 0.5% supérieurs.
- Les agglomérations à dominante rurale (< 2000 habitants) auront une croissance très sensible sur la période de projection, sans pour autant dépasser les 3% pour ensuite se stabiliser à un taux de 2 % vers l'horizon 2050. Un grand nombre de ces agglomérations sont des agglomérations relativement nouvelles.
- Les agglomérations à caractère semi rural (2000 < habitants < 10 000) poursuivront sur une croissance soutenue jusqu' à l'horizon 2040 pour ensuite se stabiliser autour de 1,6 et 1,8 % à l'horizon 2050.
- Les agglomérations à caractère semi urbain (10 000 < habitants < 50 000) constituent des pôles potentiels de développement économique (tourisme, petites industries et services tertiaires) qui tendront vers un taux de 1,5 et 1,6 % à l'horizon 2050. Ces agglomérations sont le plus souvent des chefs-lieux de communes ou de Daïras dont l'importance de leurs rôles est due à leurs positions administratives.
- Les agglomérations à caractère urbain (habitants > 50 000 soit une centaine d'agglomération en 2008) auront tendance à voir leurs taux décroître graduellement jusqu'à 1,5 % à l'horizon 2050 dans les régions des Hauts Plateaux et Sud, et autour de 1,3 et 1,4 % dans la région Nord.

On peut dire que pour les décennies suivantes, les taux évoluent pour atteindre la même valeur quel que soit le taux initial, cette valeur finale étant de 2% pour les plus petites agglomérations et diminuant de jusqu'à 1.5% pour les plus importantes. On notera que pour la strate la plus petite (inférieur à 2000 habitants) le taux d'accroissement de la dernière décennie restera supérieur à celui du pays voire même celui de la wilaya car les petites agglomérations sont très sensibles au développement.

II.1.2.Répartition des agglomérations par strates

La définition des strates est celle présentée dans l'annuaire statistique DPAT SETIF 2008, elle est reproduite dans l'encadré (Annexe II.1)

L'application de ces règles conduit à une stratification des agglomérations telle que présentée dans le tableau (Annexe II.2)

II.1.3. Population actuelle des communes

Tableau II.1: la population actuelle de la zone concernée par l'étude et le taux d'accroissement de cette population

Commune	Population actuel (2021)	Taux d'accroissement (%)
Sétif	457 709	2.1
Tizi N'Bechar	27 317	1.7
Ain Abbassa	20 006	2.3
Amoucha	30 319	2.4
Ouled Adouane	12 579	2.8
Alouricia	27 788	2.6
Ain Arnat	70 581	2.7
Mezoulg	20 770	2.2
Guellal	28 355	1.7
Ouled Sabeur	23 065	2.0
Guedjel	47 464	2.0
Ain Oulmene	142 704	2.3
Ksar Al Abtal	31 011	2.0
Total	939 668	/

II.1.3.1. Estimation de la population à différents horizons

La population par commune et hameaux à différents horizons est calculée par rapport à celle de l'année 2021 par la relation :

$$P_n = P_0(1 + \alpha)^n$$

Avec :

P_n : Population à l'horizon de calcul.

P_0 : Population à l'année de recensement 2021.

α : Taux d'accroissement démographique, de chaque agglomération calculée par la méthode des strates.

n : Nombre d'année séparant l'année de recensement et l'horizon de calcul.

On a pris trois horizons différents, un court (2030), moyen (2040) et un long terme (2050).

Le résultat du calcul de l'évolution de la population à différents horizons est donné dans le tableau :

Tableau II.2: population estimée à court, moyen, et long terme.

Communes	Taux d'accroissement futurs (%)				Populations futures			
	En 2021	En 2030	En 2040	En 2050	En 2021	En 2030	En 2040	En 2050
Sétif	2,1	2	1,8	1,5	457709	547005	642388	704863
Ain Abbassa	2,3	2	1,9	1,6	20006	23909	28607	31701
Alouricia	2,6	2,2	1,9	1,6	27788	33800	39734	44033
Ain Arnat	2,7	2,3	1,8	1,6	70581	86610	99059	111842
Mezloug	2,2	1,8	1,6	1,5	20770	24387	28081	31985
Guellal	1,7	1,6	1,6	1,4	28355	32709	38336	42436
Guedjal	2	1,6	1,5	1,4	47464	54753	62982	71034
Ain Oulmane	2,3	1,9	1,7	1,5	142704	169046	196578	219761
Ksar Al Abtal	2	1,6	1,5	1,4	31011	35773	41150	46411
Totale					846388	1007992	1176915	1304066

A l’horizon 2050, le nombre total d’habitants des communes concernées par le projet sera donc de **1 304 066 habitants**.

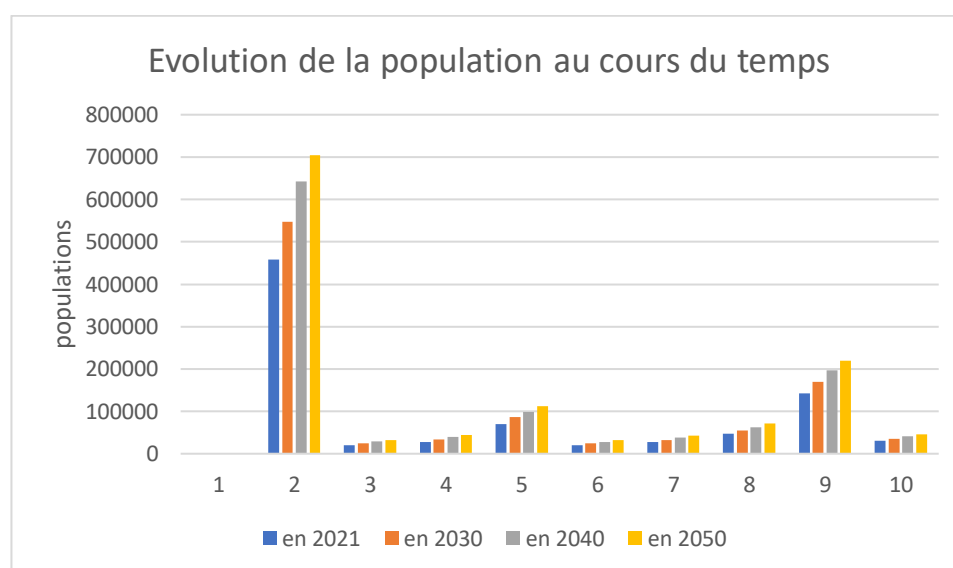


Figure II.1: Evolution de la population au cours du temps

On remarque que la commune de Sétif est la plus importante dans cette étude suivie par Ain-Oulmene où la majorité de population se centralise.

II.2. Evaluation des besoins en eau potable

II.2.1. Généralités

La quantité d'eau potable à garantir est fonction des besoins suivants :

- **Besoins domestiques** : Les Besoins domestiques sont l'utilisation de l'eau pour la boisson, la préparation des repas, la propreté, le lavage de la vaisselle et du linge, les douches, l'arrosage des jardins familiaux etc. Les besoins en eau domestique dépendent essentiellement du développement des installations sanitaires et des habitudes de la population.
- **Besoins publics** : Besoins publics représentent l'utilisation de l'eau pour le nettoyage des marchés et des caniveaux, le lavage des automobiles et l'eau pour les casernes, les administrations, les cantines etc.
- **Besoins industriels et agricoles** : Les entreprises industrielles et agricoles ont besoin d'une quantité d'eau plus importante pour leur fonctionnement. La qualité d'eau exigée est différente d'une industrie à une autre en fonction du type du produit fabriqué ou transformé.
- **Besoins scolaires** : Les quantités d'eau demandées par les écoles primaires, moyennes et secondaires, privées ou publics, les centres de formation etc.
- **Besoins sanitaires** : Les quantités d'eau nécessaires pour le lavage des cours, des baignoires, des douches, des WC (Water-closet) et des éviers etc.
- **Besoins d'incendie** : Besoins d'incendie représentent les quantités d'eau nécessaires pour la lutte contre les incendies.
- **Besoins des ZET (Zone d'Extension Touristique)** On entend par les besoins des ZET, les quantités d'eau demandées par les zones d'extension touristique.

II.2.2. Estimation des besoins

L'estimation de l'évolution des dotations unitaires domestiques est complexe car elle doit satisfaire les habitudes culturelles relatives à l'usage de l'eau et en même temps une sagesse à mettre en œuvre pour consommer rationnellement sans gaspillage.

Dans les années antérieures et selon les données de la DPAT de la wilaya de Sétif, les dotations théoriques utilisés dans le dimensionnement des réseaux de distributions existants et aussi les dotations réelles sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau II.3: les dotations théoriques et réelles distribuées dans chaque commune

Communes	Dotation (L/hab/j)	
	Réelle	Théorique
Sétif	175	200
Ain Abbassa	126	150
Alouricia	122	150
Ain Arnat	140	150
Mezloug	101	150
Guellal	65,01	150
Guedjal	100	150
Ain Oulmane	137,64	150
Ksar Al Abtal	46,35	150

Après avoir consulté la DRH de la wilaya et selon les données de la DPAT, on a opté pour augmenter le Per Capita systématiquement vu que les dimensionnements antérieurs sont largement satisfaits comme on a vu dans le tableau ci-dessus avec le rajout de la majoration climatique qui concerne la région des hauts plateaux et qu'elle est estimée à 5%.

Donc dans le cadre de cette étude la dotation domestique pour la commune de **Sétif** est prise de : **250 L/hab/j** (augmentation de 20% du Per Capita et 5% pour la majoration géo-climatique).

Et pour **les autres communes** on a pris : **180L/hab/j** (augmentation de 15% du Per Capita et 5% pour la majoration géo-climatique).

Les valeurs prises sont largement justifiées.

La consommation moyenne journalière, pour chaque type de besoins est estimée comme suit : La consommation moyenne journalière est définie comme étant le produit de la dotation moyenne journalière fixée par le nombre de consommateurs, d'où :

$$Q_{moy j} = \frac{Dot \times Ni}{1000} \text{ [m}^3\text{/j]} \quad (\text{II.1})$$

Avec :

Qmoy j : consommation moyenne journalière d'eau potable en m³/j.

Dot : dotation journalière pour chaque usager formant le type de consommateur

Ni : nombre d'usagers, Il est donc important d'évaluer ces besoins pour les habitants à l'horizon visé pour un dimensionnement adéquat du système d'alimentation en eau potable.

II.2.3. Besoins moyen domestique pour l'horizon 2050

Les besoins domestiques sont évalués à la base de la dotation choisie :

Tableau II.4: besoins domestiques pour la population de l'horizon 2050

Communes	Population en 2050	Dotation	Besoins en 2050 en m ³ /j
Sétif	704863	250	176215,74
Ain Abbassa	31701	180	5706,24
Alouricia	44033	180	7925,88
Ain Arnat	111842	180	20131,58
Mezloug	31985	180	5757,37
Guellal	42436	180	7638,41
Guedjal	71034	180	12786,08
Ain Oulmane	219761	180	39557,05
Ksar Al Abtal	46411	180	8353,89
Totale			284072,24

Pour les besoins domestiques le débit est de **284072,24** m³ /jour.

II.2.4. Besoin d'équipement pour l'année 2021

On a choisi l'année 2021 suite à la disponibilité des données pour le calcul des différents débits d'équipement. Après, les besoins sont transférés en équivalent habitant, et une projection pour l'horizon 2050 est faite en utilisant la relation (II.1).

II.2.4.1. Besoin 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.5: tableau résumant les besoins scolaire de la région

communes	type d'équipement	nombre d'élève	dotation (l/élève/j)	régime	débit (m3/j)
Sétif	64 primaires	25931	10	externe	259,31
	37 primaires	15170	20	interne	303,4
	38 CEM	25268	10	externe	252,68
	9 CEM	6192	20	interne	123,84
	10 Lycées	6120	10	externe	61,2
	16 Lycées	9835	20	interne	196,7
	2 universités	36540	5		182,7
	5 résidences univ	12998	30		389,94
Ain Abbassa	7 primaires	2267	20	interne	45,34
	3 CEM	1539	20	interne	30,78
	1 Lycée	668	20	interne	13,36
Alouricia	12 primaires	3281	20	interne	65,62
	3 CEM	2345	20	interne	46,9
	1 Lycée	727	20	interne	14,54
Ain Arnat	25 primaires	8430	20	interne	168,6
	2 CEM	1700	10	externe	17
	5 CEM	4253	20	interne	85,06
	3 Lycées	2351	20	interne	47,02
Mezloug	10 primaires	3080	20	interne	61,6
	3 CEM	1970	20	interne	39,4
	1 Lycée	648	20	interne	12,96
Guellel	15 primaires	3865	20	interne	77,3
	4 CEM	2245	20	interne	44,9
	1 Lycée	642	20	interne	12,84
Guedjel	3 primaires	840	10	externe	8,4
	21 primaires	5430	20	interne	108,6
	5 CEM	3909	20	interne	78,18
	2 Lycées	1194	20	interne	23,88
Ain Oulmane	7 primaires	2097	10	externe	20,97
	25 primaires	10125	20	interne	202,5
	5 CEM	3600	10	externe	36
	5 CEM	4403	20	interne	88,06
	4 Lycées	3284	20	interne	65,68
ksar Al Abtal	17 primaires	3763	20	interne	75,26
	4 CEM	2480	20	interne	49,6
	1 Lycée	900	20	interne	18
Totale					3328,12

II.2.4.2. Besoin sanitaire

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

Tableau II.6: tableau résumant les besoins sanitaire de la région

commune	secteur public		secteur privé		dotation (l/lit/j)	débit (m3/j)	
	établissement	nbr de lits	établissement	nbr de lits		secteur public	secteur privé
Sétif	1 CHU	951	9 cliniques	357	250	237,75	89,25
Ain Abbassa	1 EPH	264	8 Maternités	64		66	16
Alouricia	3 EHS	480	8 centres d'hémodialyse	127		120	31,75
Ain Arnat	1 Maternité	115				28,75	
Mezloug	2 centres d'hémodialyse	30				7,5	
Guellal							
Guedjal							
Ain Oulmane							
ksar Al Abtal							
Totale							460
						597	

II.2.4.3. Besoin Administratifs

Les besoins en eau des différents équipements administratifs des localités concernées, leurs dotations et les débits journaliers correspondants sont donnés le tableau suivant :

Tableau II.7: tableau résumant les besoins administratifs de la région

communes	type d'équipement pour l'ensemble des localités	nombre d'employées	dotation (L/j/ouvrier)	débit (m3/j)
sétif	5 Daïras	175	15	2,625
Ain Abbassa	9 APC	400	15	6
Alouricia	56 POSTES	1120	15	16,8
Ain Arnat	34 PTT	470	15	7,05
Mezloug	12 AGENCES FONCIERES	288	15	4,32
Guellal	11 BANQUES	132	15	1,98
Guedjal	14 SAA	308	15	4,62
Ain Oulmane	6 CENTRES ADMINISTRATIFS	336	15	5,04
ksar Al Abtal	4 SURETES DE DAIRAS	132	15	1,98
	8 GENDARMERIES	200	15	3
	8 PC	unité	25000	200
	10 CASERNES MILITAIRES	unité	30000	300
Totale				553,415

II.2.4.4. Besoins commerciaux et industriels

C'est la consommation d'eau nécessaire au fonctionnement des commerces et à la production industrielle. Elle comprend en outre les usages hygiéniques, d'entretiens et de climatisation.

Tableau II.8: tableau résumant les besoins commerciales et industriels de la région

Communes	Type d'équipement pour l'ensemble des localités		Unité	Dotation (L/j/unité)	Débit
	nombre	superficie			
ain Abbassa	2 zones industrielles	314,14	ha	300	94,242
alouricia	20 zones d'activités	480,53	ha	300	144,159
ain Arnat	29 hôtels classés	2450	lit	250	612,5
mezloug	16 hôtels non classés	1730	lit	150	259,5
guellal	1 Mall	143000	m2	5	715
guedjal	9 marchés couverts	19	m2	10	1900
ain Oulmane	39 douches publiques		unité	28000	1092
ksar Al Abtal	1432 restaurants	57280 (repas)	repas	30	1718,4
Totale	452 cafés	9000	client	10	90
	80 boulangeries		unité	500	40
	95 boucheries		unité	50	4,75
	6 abattoirs		unité	5000	30
	4 stations de service		unité	6000	24
Totale					6724,551

II.2.4.5. Besoins Socioculturelles

Les équipements socioculturels et leurs besoins en eau sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau II.9: Tableau résumant les besoins socioculturels de la région

Commune	Type d'équipement pour l'ensemble des localités		Unité	Dotation (L/j/unité)		Débit
	nombre d'équipements	nombre de personnes				
Sétif						
Ain Abbassa	284 mosquées	84570	fidele	5		422,85
Alouricia	10 écoles coraniques	580	personne	5		2,9
Ain Arnat	1 centre culturel islamique	30	adhérent	5		0,15
Mezloug	1 musée	60	visiteur	5		0,3
Guellal	1 salle de cinéma	10	télespectateur	4		0,04
Guedjal	14 bibliothèques	314	lecteur	5		1,57
Ain Oulmane	1 institut de beaux-arts	40	adhérent	5		0,2
Ksar Al Abtal	1 théâtre	30	adhérent	5		0,15
	6 maisons de culture	48	adhérent	4		0,192
	19 salles de sport	380	adhérent	5		4,64
	2 piscines	500	adhérent	5		2,5
	3 complexes sportifs proximité	200	adhérent	5		1
	12 maisons de jeunes	110	adhérent	5		0,55
	1 centre de formation sportive	200	adhérent	5		1
	4 auberges de jeunes	200	lit	5		1
	9 jardins publics	9840	m2	4		39,36
	2 stades de football	4	vestiaire	10000		40
	19 terrains en gazon synthétique	19	vestiaire	5000		95
Totale						613,402

Pour une estimation à long terme des besoins d'équipement, on calcul pour équivalent habitant comme suit :

La somme des besoins d'équipement pour l'année 2021 est égale à 11816,5 m³/j au quelle la dotation est prise en moyenne de 180 l/j/hab. ce qui donne un total de 65647,21 équivalents habitant pour la même année.

Alors pour avoir les besoins d'équipement pour l'horizon 2050 on utilise la formule (2.1) pour avoir l'équivalent habitant de l'horizon souhaité et puis par la règle de trois on fait extraire le besoin en m³ /j ; le tableau ci-dessous résume les résultats trouvés :

Tableau II.10: Estimation des besoins d'équipement de l'horizon 2050 à l'aide de la méthode d'équivalent habitant

Horizon	2021	2030	2040	2050
Equivalent habitant	65647,21	80555,82	101123,78	126943,25
Besoin m ³ /j	11816,50	14500,05	18202,28	22849,79

Alors les besoins d'équipement pour l'horizon 2050 sont estimés : **22849,79** m³/j

II.2.5. Récapitulation de la consommation moyenne journalière

La consommation moyenne journalière totale des localités de la zone de notre étude est calculée en faisant la somme des besoins domestiques avec les besoins d'équipements. La consommation moyenne journalière s'élèvera donc à l'horizon 2050.

$$\text{À } Q_{\text{moy j}} = 284072,24 + 22849,79 = \mathbf{306922,03} \text{ m}^3/\text{j}.$$

II.3. Variations de la consommation

Introduction

Avant tout projet, il est nécessaire de connaître le régime de consommation de l'agglomération qui nous donnera un aperçu, non seulement sur le régime de travail de tous les éléments du système d'alimentation en eau potable, mais également sur leur dimensionnement. Dans les lignes qui suivent nous essaierons de connaître la variation des débits journaliers et horaires de la ville.

Les débits de consommation sont soumis à plusieurs variations dans le temps, parmi lesquelles nous avons :

- Variation annuelle et saisonnière qui dépend du niveau de vie de l'agglomération.
- Variation mensuelle qui dépend de l'importance de la ville.
- Variation journalière qui dépend du jour de la semaine où la consommation est la plus importante.
- Variation horaire qui dépend du régime de consommation de la population.

II.3.1. Variations de la consommation journalière

Pour projeter un régime de travail d'un système d'alimentation en eau, il faut adopter le graphique de consommation probable.

Au cours d'année, il existe une journée où la consommation est maximale ; de même il existe une journée où la consommation est Minimale.

Par rapport à la consommation moyenne calculée, nous pouvons déterminer un rapport qui nous indique de combien de fois la consommation maximale est supérieure à la consommation moyenne. Ce rapport est désigné par le terme de coefficient d'irrégularité journalière maximum et noté K_{maxj} .

De même, il existe un coefficient qui nous indique de combien de fois la consommation est inférieure par rapport à la consommation moyenne : ce rapport est appelé coefficient minimum d'irrégularité journalière et notée K_{minj} .

Ces débits sont donnés par les formules suivantes :

$$Q_{maxj} = Q_{moyj} * K_{maxj} \text{ (m}^3\text{/j)} \quad \text{(II.1)}$$

$$Q_{minj} = Q_{moyj} * K_{minj} \text{ (m}^3\text{/j)} \quad \text{(II.2)}$$

Avec :

Q moyj : débit moyen journalier (m³/j).

Q maxj : débit maximum journalier (m³/j).

Q minj : débit minimum journalier (m³/j).

K maxj : varie entre 1.1 à 1.3 Pour notre cas nous prenons $K_{maxj} = 1,15$ pour les besoins domestiques et 1.1 pour les autres besoins

K minj : varie entre 0,7 à 0,9 Pour notre cas nous prenons $K_{minj} = 0,9$ pour les besoins domestiques et 0,7 pour les autres besoins

Les résultats sont représentés dans les tableaux suivants :

Pour l'année 2021 :

Tableau II.11: Tableau de la variation de consommation journalière pour l'année 2021

Catégorie des besoins	Qmoy j	Kmin	Qmin j	Kmax	Qmax j
Domestiques	149843,65	0,9	134859,3	1,15	172320,1975
Equipements	11816,5	1	11816,5	1	11816,5
Totale	161660,15		146675,8		184136,6975

Pour l'horizon 2050 :

Tableau II.12: Tableau de la variation de consommation journalière pour l'année 2050

Catégorie des besoins	Qmoy j	Kmin	Qmin j	Kmax	Qmax j
Domestiques	284072,24	0,9	255665	1,15	326683,0757
Equipements	22849,7855	1	22849,79	1	22849,78546
Totale	306922,025		278514,8		349532,8612

II.3.2. Calcul du débit majoré

Les pertes d'eau sont constituées par des fuites diverses (joints de raccordement) et des branchements illicites, contrairement à ce que l'on pourrait croire, ces deux derniers paramètres sont loin d'être négligeables, elles atteignent des chiffres de 10 à 20 % du volume distribué voire même 40% dans le cas d'un réseau ancien, mal entretenu et non surveiller.

La valeur du taux de fuite et des branchements illicites est estimée à 15% sur les réseaux de distributions selon la direction des ressources en eau de la wilaya de Sétif (D.R.E) Pour les prendre en considération, notre débit sera alors majoré de 15 % soit **401962,79** m³/jour.

II.4. Consommation en eau par tranche horaire

Selon les statistiques, le régime de consommation horaire est fonction de **la population**. Le régime est choisi à partir du tableau mentionné en (Annexe II.3) pour l'année 2021 et l'année 2050.

La Variation des débits horaires pour l'année 2021 est la suivante :

Tableau II.13: Variation des débits horaires pour l'année 2050 pour l'ensemble des agglomérations

Heures h	Consommation totale Q _{maxj} =401962,8 m ³ /j		Consommation cumulée	
	(%)	(m ³ /h)	(%)	(m ³ /h)
00--01	3,35	13465,75	3,35	13465,75
01-0.2	3,25	13063,79	6,6	26529,54
02--03	3,3	13264,77	9,9	39794,32
03--04	3,2	12862,81	13,1	52657,13
04--05	3,25	13063,79	16,35	65720,92
05--06	3,4	13666,73	19,75	79387,65
06--07	3,85	15475,57	23,6	94863,22
07--08	4,45	17887,34	28,05	112750,6

08--09	5,2	20902,07	33,25	133652,6
09--10	5,05	20299,12	38,3	153951,7
10--11	4,85	19495,2	43,15	173446,9
11--12	4,6	18490,29	47,75	191937,2
12--13	4,6	18490,29	52,35	210427,5
13-14	4,55	18289,31	56,9	228716,8
14-15	4,75	19093,23	61,65	247810,1
15-16	4,7	18892,25	66,35	266702,3
16-17	4,65	18691,27	71	285393,6
17-18	4,35	17485,38	75,35	302879
18-19	4,4	17686,36	79,75	320565,3
19-20	4,3	17284,4	84,05	337849,7
20-21	4,3	17284,4	88,35	355134,1
21-22	4,2	16882,44	92,55	372016,6
22-23	3,75	15073,6	96,3	387090,2
23-24	3,7	14872,62	100	401962,8

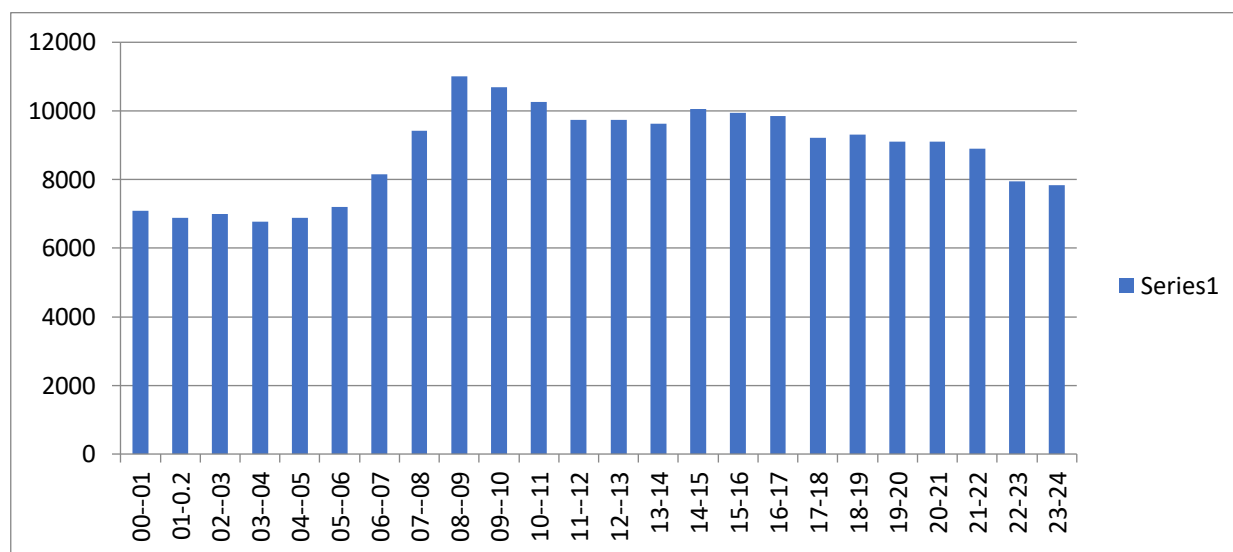


Figure II.2: Variation de la consommation horaire pour l'année 2021.

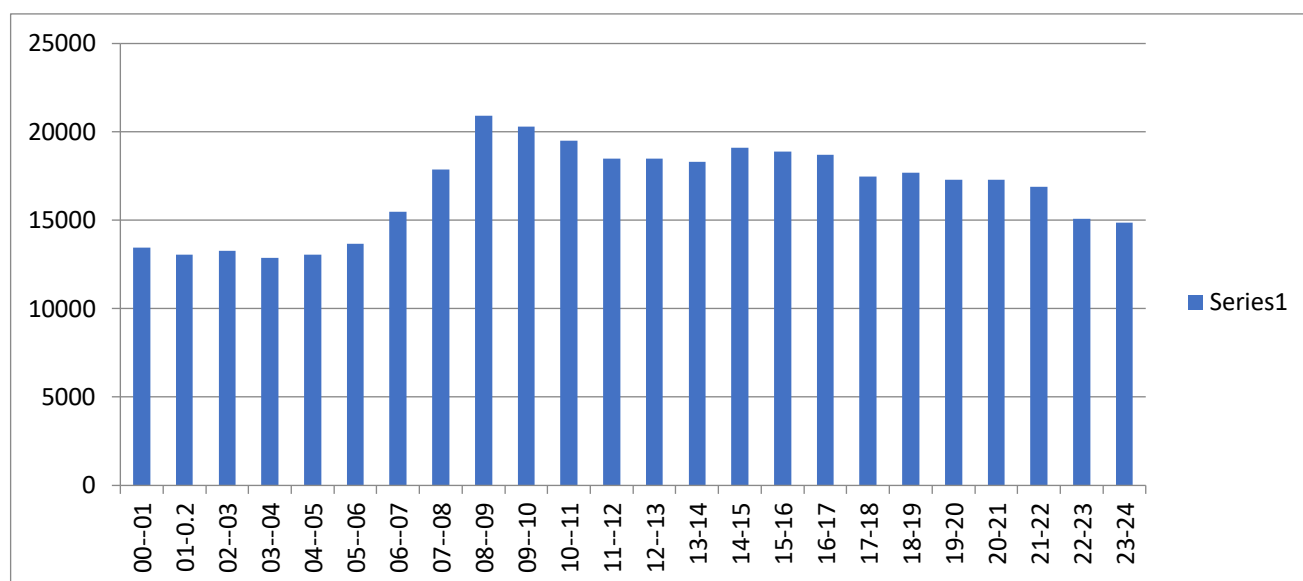


Figure II.3: Variation de la consommation horaire pour l'année 2050.

Remarque

- Cette variation des débits horaires est exprimée en pourcentage (%) par rapport au débit maximal journalier de chaque agglomération. Dans notre cas nous avons choisi la répartition de la variante de plus de 100 000 hab pour les deux années d'étude 2021 et 2050, dont la répartition est indiquée dans le tableau 13.
- Cette variation des débits horaires est exprimée en pourcentage (%) par rapport au débit maximal majoré journalier de l'agglomération pour l'année en question.

Tableau II.14: Récapitulatif des différents débits calculés.

Horizon	Qmin j		horizon	Qmin j	
2021	m3/j	l/s	2050	m3/j	l/s
	146675,8	1697,636		278514,8	3223,551
	Qmoy j			Qmoy j	
	m3/j	l/s		m3/j	l/s
	161660,2	1871,067		306922,03	3552,338
	Qmax j			Qmax j	
	m3/j	l/s		m3/j	l/s
	211757,2	2450,894		401962,79	4652,347
	Qmin h			Qmin h	
	m3/h	l/s		m3/h	l/s
	7276,305	2021,196		12862,809	3573,003
	Qmoy h			Qmoy h	
m3/h	l/s	m3/h	l/s		
9474,355	2631,765	16748,45	4652,347		

	Qmax h			Qmax h	
	m3/h	l/s		m3/h	l/s
	11824	3284,443		20902,065	5806,129

II.5. Bilan Besoins-Ressources

Il y’a une satisfaction pour l’année actuelle 2021 à cause de l’exploitation excessive de la ressource souterraine, mais le but principale de ce projet est de prendre avantage la ressource superficielle (dans ce cas la retenue de Mahouane) pour minimiser l’utilisation des eaux souterraine.

Ci-après le détail des volumes exploités et des débits fournis pour satisfaire la population actuelle et leurs activités ; avant l’ajout de l’extension du Mahouane :

Tableau II.15: bilan besoins-ressource pour l’année 2021

Besoins	Qmax j (m3/j)	
	211757,2021	
Ressources	débit fourni	capacité/volume/débit de source
Retenue Ain zada	65619,3	121,4 hm3
Source oued el bared	49554,78	3-4 m3/s
Forages	91542,44	194529,2 m3/j
Totale	206716,52	

Pour l’horizon 2050, plusieurs scénarios de mobilisation de futures ressources peuvent figurer :

Scénario 1 : production d’eau constante sur la zone d’étude et réhabilitation des adductions de Ain Zada et Oued El Bared de telle sorte qu’elles atteignent le débit prévu dans les projets initiaux.

Scénario 2 : diminution progressive de la production d’eau sur la zone d’étude, et pas de renforcement des adductions existantes hors celui sur Ain Zada en cours.

Scénario 3 : renforcement / réhabilitation des adductions de Ain Zada et Oued El Bared mais diminution de 50 % potentiel des ressources souterraines existantes.

Le scénario le plus optimiste et promoteur est le troisième scénario.

Donc après avoir sélectionner le scénario qui convient le mieux à nos buts tracés au début de ce projet, le détail des futurs volumes à exploiter sont présentés ci-dessous:

Tableau II.16: bilan besoins-ressource pour l'année 2050

Besoins	Qmax j (m3/j) 401962,79	
Ressources	débit fourni	Capacité/Volume/Débit de source
Retenue Ain zada	100000	121,4
Source oued el bared	90000	3-4 m3/s
Forages	40000	194529,2
Barrage Mahouane	190000	
Totale	420000	

Le débit à ressortir du barrage du Mahouane sert à desservir la population seulement et non pas les activités humaines comme démontré dans le tableau suivant :

Tableau II.17: débits à desservir à chaque commune à partir de la retenue de Mahouane.

Site	Nom	Débit	Population	Débit	Population
		m3/J	Hab.	m3/J	Hab.
	Réservoir stockage	A L'Horizon 2030	A L'Horizon 2030	A L'Horizon 2050	A L'Horizon 2050
SETIF 2	RS2	26 560	469 770	44 592	575 840
SETIF 1	RS1	58 061		58 061	
AIN OULMANE	RAO	-	130 910	28 080	168 790
GUEDJEL	RGD	9 331	55 296	9 331	70 157
KSAR EL ABTAL	RKA	7 776	36 806	7 776	45 507
AIN ARNAT	RAA	17 366	75 939	17 366	97 912
MEZLOUG	RMZ	4 320	26 426	5 184	32 743
GUELLAL	RGL	5 011	36 213	5 011	45 552
EL OURICIA	ROR	4 056	21 847	8 472	31 520
MAHOUANE	RMH	543	4 233	1 123	6 107
AIN ABESSA	RAB	2 257	26 487	4 666	32643

Tampon - EL HAMA TIA	RTH	2 800	-	5 789	-
Total		135 000	883 927	190 000	1 106 770

CONCLUSION

Ce chapitre nous a permis d'évaluer les besoins en eau potable de toutes les agglomérations concernées par l'étude.

On a pu constater après évaluation des besoins en eau pour l'horizon 2050 qu'on va avoir un excès d'eau de 18037,21 m³/j, et que le dimensionnement des conduites d'adduction qui sort de la station de traitement Mahouane va se baser sur le débit 190 000 m³/j.

Chapitre III :
Etude des réservoirs des
 systèmes annexes

INTRODUCTION

Le chapitre de dimensionnement des ouvrages annexes consiste à dimensionner les différentes équipements et installations à projetées et la vérification des ouvrages existant. Un chapitre très important qui contribue fortement au bon fonctionnement du système de transfert.

III. Dimensionnement des réservoirs**III.1. Généralités****III.1. Rôle des réservoirs**

Les réservoirs constituent une réserve qui permet d'assurer des débits aux heures de pointe, ils permettent de combattre efficacement les incendies, les réservoirs offrent les avantages suivants :

- Assurer la continuité de distribution pendant l'arrêt de la pompe.
- Emmagasinement de l'eau pendant toute la durée de fonctionnement de la station de pompage.
- C'est un Milieu où on peut traiter l'eau à l'aide de chlore.
- Réduction des dépenses d'énergie (stockage la nuit et distribution gravitaire pendant les heures de pointe).
- Assurer une réserve d'incendie.
- Assurer les pressions nécessaires en tout point du réseau.
- Maintenir l'eau d'une température constante et préserver des contaminations.
- Ils jouent le rôle de relais et de brise charge.
- Coordination du régime d'adduction d'eau au régime de distribution
- Réduction des investissements sur les ouvrages de production et le réseau de distribution.

III.2. Emplacement des réservoirs

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

Donc on prend en considération les facteurs suivants :

- Pour des raisons d'économie, il est préférable que le remplissage du réservoir se fasse par gravité, ce qui implique qu'on puisse le placer à un niveau bas par rapport à la source d'eau, mais ce n'est pas le cas pour nos réservoirs (on a un mélange de remplissage par pompage et gravitaire).

- L'alimentation du réseau de distribution doit se faire par gravité, le réservoir doit être construit à un niveau supérieur à celui de l'agglomération, donc nous essayons de placer les réservoirs de distribution à un niveau plus haut que les cotes de l'agglomération à desservir.
- Donner aux consommateurs une pression suffisante au moment de pointe.
- La côte du radier doit être supérieure à la plus haute côte piézométrique exigée dans le réservoir.
- L'état du relief de la commune qui pourra favoriser la construction d'un réservoir au sol qu'aux propriétés technico-économique suivant :
 1. Simplicité de réalisation du coffrage.
 2. Etanchéité plus facile à réaliser.

III.3. Principe de fonctionnement

La régularisation des débits (demande et apport), est posée sur les points suivants :

- Les installations et accessoires d'adduction permettant d'amener l'eau avec une régularisation importante.
- Le réservoir permet de stocker pendant les heures de faible consommation les différences entre les débits (adduction distribution) ce pendant lors des heures de consommation maximum (heure de pointe) le déficit transitera du réservoir de stockage et le réservoir d'alimentation vers le réseau de distribution.

III.4. Classification des réservoirs

Types de réservoirs : Les réservoirs se distinguent en fonction :

- De leur position par rapport au sol
 - 1) Réservoirs enterrés.
 - 2) Semi-enterrés.
 - 3) Au sol.
 - 4) Sur tour (surélevé).
- **Des matériaux employés :**
 - 1) Réservoirs en béton armé.
 - 2) Métalliques.
 - 3) En Stratifié Verre Résine.

- De leur mode de construction, sur site ou en usine (réservoirs préfabriqués).
- De leur forme :
 - 1) Parallélépipédique.
 - 2) Cylindrique.
 - 3) Conique.
 - 4) Sphérique.
- **De leur fonction :**
 - 1) **Réservoirs terminaux** : Les réservoirs terminaux du réseau d'adduction constituent les réservoirs de têtes des réseaux de distribution des différents centres à desservir
 - 2) **Réservoirs de mise en charge** : Les réservoirs de mise en charge sont des réservoirs placés sur les points hauts du tracé généralement alimentés par refoulement, dont le but est d'alimenter gravitairement d'une grande partie du réseau d'adduction située à l'aval
 - 3) **Les bâches de reprises** : Les bâches de reprises sont des réservoirs qui servent à alimentation directe en eau des stations de pompes.
- ✓ **De multiples facteurs interviennent dans la détermination du type de réservoir**
 - 1) Conditions topographiques de la région à desservir ;
 - 2) Conditions hydrauliques de la distribution : volume du réservoir, pression à assurer ;
 - 3) Type de décideur : maître d'ouvrage, maître d'œuvre ou exploitation.
- ✓ **Les critères les plus souvent retenus pour les choix sont**
 - 1) Les facteurs économiques ;
 - 2) La sécurité d'approvisionnement et la facilité d'exploitation ;
 - 3) Les possibilités d'adaptation au réseau ;
 - 4) Les possibilités d'inscription harmonieuse dans le site.

Si le débit de sortie est identique ou inférieur au débit d'entrant, il n'est pas nécessaire de disposer d'un volume tampon.

En principe, il devrait y avoir égalité des débits entrant et sortant.

Concernant les réservoirs de distribution implantés au sol, semi-enterrés ou enterrés, ils sont construits en béton armé mais les réservoirs sur tour sont de plus en plus abandonnés pour des raisons de coût de construction et de difficultés d'intégration environnementales.

Lorsque les réservoirs ne peuvent être implantés en un point haut du site pour assurer la mise en pression de réseau d'adduction ou de distribution, on fait appel à des stations de pompes dont les moteurs des pompes sont équipés de variateurs de vitesse électroniques afin de maintenir une pression constante.

III.5. Prescriptions sanitaires

Hormis leurs rôles précédemment cités, les réservoirs doivent répondre aux prescriptions sanitaires ci-après :

- Les ouvrages de stockage doivent être conçus et exploités de manière à éviter une stagnation prolongée de l'eau d'alimentation.
- Les réservoirs doivent être protégés contre toute pollution externe et contre les élévations importantes de température.
- Ils doivent être faciles d'accès et leur installation doit permettre de vérifier en tout temps leur étanchéité.
- Ils doivent être munis d'un dispositif permettant une prise d'échantillon d'eau à l'amont et à l'aval immédiat du réservoir.
- L'ensemble des matériaux constituant les réservoirs ne doit ni se désagréger ni communiquer à l'eau des saveurs ou des odeurs désagréables.
- Après chaque intervention susceptible de contaminer l'eau contenue dans les réservoirs et, de toute façon au moins une fois par an, les réservoirs sont vidés, nettoyés et désinfectés.
- En plus des prescriptions citées ci-avant, les réservoirs à surface libre doivent être fermés par un dispositif amovible à joints étanches.
- Les orifices de ventilation sont protégés contre l'entrée des insectes et des petits animaux par un dispositif approprié (treillage métallique inoxydable à mailles d'un millimètre au maximum).

III.6. Hygiène et sécurité

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

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

III.7. Equipements des réservoirs

III.7.1. Equipements hydrauliques des réservoirs

Les réservoirs doivent être équipés de :

III.7.1.1. Conduite d'arrivée ou d'adduction

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

➤ **Par le haut (chute libre)**

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

➤ **En bas (siphon noyé)**

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

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

III.7.1.2. Conduite de départ ou de distribution

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

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

III.7.1.3. Conduite de trop plein

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

III.7.1.4. Conduite de vidange

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

IV.7.1.5. Conduite By-pass

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

III.7.1.6. Matérialisation de la réserve d'incendie

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

➤ Système à deux prises

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

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

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

➤ **Système à siphon**

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

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

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

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

III.7.2. Equipements de nettoyage

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

Pour notre étude il s'agit des réservoirs de stockage appelée des points de livraisons que chaque commune possède un réservoir d'eau traité (réservoir de stockage)

Il y a aussi des bâches de reprise pour les stations de pompage et un réservoir tampon á djebel El Hamatia

Donc dans ce chapitre on va traiter tous les cas possibles dans un réseau d'adduction.

➤ **Détermination de la capacité des réservoirs**

- **Bâches de reprise pour la station de pompage Ain Arnat (SPAA)**

Pour toutes les stations de pompage, l'alimentation des pompes en eau se fait à partir d'une bâche de reprise à surface libre. La bâche de reprise se situe à un niveau plus élevé que celui de l'axe des pompes afin de se mettre à l'abri d'éventuels problèmes d'amorçage et de cavitation. Le volume de la bâche de reprise est déterminé selon la formule suivante :

$$V \text{ B\^a}che = (Q_{maxj} \times t) / T$$

Avec :

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

T : le temps de fonctionnement de la station de pompage (T= 22h).

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

A.N :

$$V \text{ B\^a}che = (Q_{maxj} \times t) / T = (17366,4 * 0,25) / 22 = 197,35 \text{ m}^3$$

Donc le volume de la b\^a}che de reprise normalisée pris est égal à : 250 m³.

Note :

Pour le calcul des volumes des b\^a}ches de reprises des stations de pompages intégrées dans la station de traitement pour les lignes de refoulement, ils seront détaillés dans le chapitre de la station de traitement.

- **Réservoir tampon El Hamatia (RTH)**

Le réservoir tampon est un réservoir de régulation. Son but principal est d'assurer en premier lieu la commande automatique des groupes de la station de pompage. Il permet aussi de garantir un volume ou une réserve de sécurité pour la mise en charge de la conduite gravitaire. Ce réservoir est calculé pour le stockage de l'eau pendant les vingt-deux heures de fonctionnement de la station de pompage et sa restitution progressive pendant les deux heures de son arrêt (vidange directe).

Le volume de réservoir tampon :

$$V \text{ rés tampon} = (Q_{tr} \times t) / 2$$

Avec :

Q_{tr} : débit sortant de la station de pompage (débit transité) en m³/h.

t : le temps de stockage (t = 2heures) le « t » c'est également le temps de vannage du robinet placé à l'extrémité de la conduite gravitaire.

A.N :

$$Q_{tr} = 5788 \text{ m}^3/j = 241,17 \text{ m}^3/h.$$

$$V \text{ rés tampon} = (Q_{tr} \times t) / 2 = (241,17 * 2) / 2 = 241,17 \text{ m}^3$$

Le volume de réservoir tampon El Hamatia (RTH) normalisé est égal à : 250 m³

III.8. Réservoirs de stockage (points de livraison)

III.8.1. Réservoirs alimentés par refoulement

III.8.1.1. Réservoir El-Ouricia

On refoule de la station de pompage intégrée dans la station de traitement vers un réservoir à projeter qu'on doit calculer son volume et qui à son tour alimente gravitairement le réservoir d'alimentation existant de 300 m³.

La population de la région d'EL-Ouricia en 2050 est estimée à : 44033 habitants donc à partir du tableau de variation des coefficients des consommations en fonction de la population on choisit l'intervalle de variation : 10001 à 50000

La capacité du réservoir 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 pour satisfaire aux variations journalières de débit de consommation en tenant compte bien entendu du jour de plus forte consommation et de la réserve d'eau destinée à l'incendie. Il est possible de réduire leur capacité en calculant le volume minimum pour assurer la continuité de la distribution. Pour notre projet et pour déterminer la capacité du réservoir on utilise la méthode analytique. Le volume de régulation est calculé par la formule :

$$V_u = (a_{\max\%} * Q_{\max j}) / 100 \quad (\text{m}^3)$$

V_u : volume utile du réservoir.

$a_{\max\%}$: pourcentage du volume maximal qui devant être stocké.

$Q_{\max j}$: débit maximum journalier (m³/j).

La réserve d'incendie est par définition, la réserve minimale d'eau nécessaire pour l'extinction d'un sinistre moyen d'une durée de deux heures avec un débit moyen de 60m³/h, en conséquence cette réserve minimale à prévoir est de 120 m³.

Le volume du réservoir serait donc :

$$V_t = V_u + V_{inc} + V_l .$$

$V_{inc} = 120 \text{ m}^3$.

Et V_l : est le volume d'eau nécessaire pour le lavage des filtres pris égale à : 20 m³/heure/m²

A.N :

$$V_u = (a_{\max\%} * Q_{\max j}) / 100 \quad (\text{m}^3) = (13,02 * 8472) / 100 = 1103,05 \text{ m}^3$$

$$\text{Alors } V_t = V_u + V_{inc} + V_l = 1103,05 + 120 + 20 = 1243,05 \text{ m}^3.$$

Donc après la normalisation du volume et après avoir prendre en considération le réservoir d'alimentation existant 300 m³, **le volume du réservoir à projeter est : 1000 m³.**

III.8.1.2. Réservoir de Sétif 2

Pour ce réservoir c'est le cas d'un refoulement uniforme pendant 24 heures, à l'aide du débit moyen de distribution réparti sur 24 heures égale à : $44592 \text{ (m}^3\text{/j)} / 24 = 1858 \text{ m}^3\text{/h}$ le tableau suivant nous donne les volumes à rajouter au volume d'incendie pour avoir le volume du réservoir total projeté

Le tableau suivant résume les résultats trouvés :

Tableau III.1 : Volumes de réservoir Sétif 2

Heures	Distribution	Apport	Cumul de consommation	Cumul d'apport	Différence APPORT-CONSOMMATION	
0-1	0.125	1	0.125	1	0.875	
1--2	0.125	1	0.25	2	1.75	
2--3	0.125	1	0.375	3	2.625	
3--4	0.125	1	0.5	4	3.5	
4--5	0.125	1	0.625	5	4.375	
5--6	0.125	1	0.75	6	5.25	
6--7	1	1	1.75	7	5.25	
7--8	3.5	1	5.25	8	2.75	
8--9	3.5	1	8.75	9	0.25	
9--10	3.5	1	12.25	10		2.25
10--11	3.5	1	15.75	11		4.75
11--12	0.4	1	16.15	12		4.15
12--13	0.4	1	16.55	13		3.55
13--14	0.4	1	16.95	14		2.95
14--15	0.4	1	17.35	15		2.35
15--16	0.4	1	17.75	16		1.75
16--17	2	1	19.75	17		2.75
17--18	2	1	21.75	18		3.75
18--19	0.5	1	22.25	19		3.25
19--20	0.5	1	22.75	20		2.75
20--21	0.5	1	23.25	21		2.25
21--22	0.5	1	23.75	22		1.75
22--23	0.125	1	23.875	23		0.875
23--24	0.125	1	24	24		0

A.N:

$$V_t = |V_+| + |V_-| + V_{inc} = ((5,25+4,75) * 44592/24) + 120 = 18580 + 120 = 18700$$

Donc le volume normalisé sera 20 000 m³ (2*10 000).

III.8.1.3. Réservoir de Sétif 1

La même chose pour ce réservoir, considérons un refoulement uniforme pendant 24 heures la seule différence est le régime de distribution pris.

Le débit moyen sur les 24 heures est égal à : $58060,8 \text{ (m}^3\text{/j) /24} = 2419,2 \text{ m}^3\text{/h}$

Le tableau suivant résume les résultats trouvés :

Tableau III.2 : Volumes de réservoir Sétif 1

Heures	Distribution	Apport	Cumul de consommation	Cumul d'apport	Différence APPORT-CONSOMMATION	
0-1	0.125	1	0.125	1	0.875	
1--2	0.125	1	0.25	2	1.75	
2--3	0.125	1	0.375	3	2.625	
3--4	0.125	1	0.5	4	3.5	
4--5	0.125	1	0.625	5	4.375	
5--6	0.125	1	0.75	6	5.25	
6--7	1	1	1.75	7	5.25	
7--8	2	1	3.75	8	4.25	
8--9	2	1	5.75	9	3.25	
9--10	2	1	7.75	10	2.25	
10--11	2	1	9.75	11	1.25	
11--12	0.4	1	10.15	12	1.85	
12--13	0.4	1	10.55	13	2.45	
13--14	0.4	1	10.95	14	3.05	
14--15	0.4	1	11.35	15	3.65	
15--16	0.4	1	11.75	16	4.25	
16--17	4	1	15.75	17	1.25	
17--18	4	1	19.75	18		1.75
18--19	1.5	1	21.25	19		2.25
19--20	1.5	1	22.75	20		2.75
20--21	0.5	1	23.25	21		2.25
21--22	0.5	1	23.75	22		1.75
22--23	0.125	1	23.875	23		0.875
23--24	0.125	1	24	24		0

A.N:

$$V_t = |V^+| + |V^-| + V_{inc} = ((5,25 + 2,75) * 2419,2) + 120 = 19\ 353,6 + 120 = 19\ 473,6$$

Donc le volume normalisé sera : 20 000 m³.

III.8.1.4. Réservoir de Ain Oulmène

Ce réservoir serait alimenté via un Booster (BAO) c'est à dire l'eau allant vers ce réservoir est refoulé à partir d'un surpresseur.

Le régime choisit pour l'acheminement de l'eau est le même que celui de Réservoir Sétif 1

Un refoulement uniforme de la charge requise le long du chemin gravitaire pendant les 24 heures est nécessaire.

Le débit moyen sur les 24 heures est égal à : $28\ 080 \text{ (m}^3\text{/j)} / 24 = 1170 \text{ m}^3\text{/h}$.

Le tableau suivant résume les résultats trouvés :

Tableau III.3 : Volumes de réservoir Ain Oulmène

Heures	Distribution	Apport	Cumul de consommation	Cumul d'apport	Différence APPORT-CONSOMMATION	
0-1	0.125	1	0.125	1	0.875	
1--2	0.125	1	0.25	2	1.75	
2--3	0.125	1	0.375	3	2.625	
3--4	0.125	1	0.5	4	3.5	
4--5	0.125	1	0.625	5	4.375	
5--6	0.125	1	0.75	6	5.25	
6--7	1	1	1.75	7	5.25	
7--8	2	1	3.75	8	4.25	
8--9	2	1	5.75	9	3.25	
9--10	2	1	7.75	10	2.25	
10--11	2	1	9.75	11	1.25	
11--12	0.4	1	10.15	12	1.85	
12--13	0.4	1	10.55	13	2.45	
13--14	0.4	1	10.95	14	3.05	
14--15	0.4	1	11.35	15	3.65	
15--16	0.4	1	11.75	16	4.25	
16--17	4	1	15.75	17	1.25	
17--18	4	1	19.75	18		1.75
18--19	1.5	1	21.25	19		2.25
19--20	1.5	1	22.75	20		2.75
20--21	0.5	1	23.25	21		2.25
21--22	0.5	1	23.75	22		1.75
22--23	0.125	1	23.875	23		0.875
23--24	0.125	1	24	24		0

A.N:

$$V_t = |V^+| + |V^-| + V_{inc} = ((5,25 + 2,75) * 1170) + 120 = 9360 + 120 = 9480 \text{ m}^3.$$

Donc le volume normalisé sera : 10 000 m³.

III.8.1.5. Réservoir d'Ain Arnat

Le cas de ce réservoir est un peu différent des autres, car la station de pompage à projeter ne refoule pas directement vers le réservoir de stockage mais plutôt deux lignes de conduites

sortent, l'une est destinée à des réservoirs existant de capacité totale de 6000 m³ (2*3000). Et l'autre ligne est prolongé vers un réservoir de stockage à projeter.

Le volume de réservoir à projeter doit contenir aussi les besoins d'une partie de la ville de Sétif appelée Sétif 03.

Donc en calculant la capacité du réservoir à projeter analytiquement et prenant le cas d'un refoulement uniforme pendant 24 heures.

Et pour un débit moyen de : $17366,4 \text{ (m}^3\text{/j) /24} = 723,6 \text{ m}^3\text{/h}$.

Le tableau suivant résume les résultats trouvés :

Tableau III.4 : Volumes de réservoir Ain Arnat

Heures	Distribution	Apport	Cumul de consommation	Cumul d'apport	Différence APPORT-CONSOMMATION	
0-1	0.1	1	0.125	1	0.875	
1--2	0.1	1	0.225	2	1.775	
2--3	0.1	1	0.325	3	2.675	
3--4	0.1	1	0.425	4	3.575	
4--5	0.1	1	0.525	5	4.475	
5--6	0.1	1	0.625	6	5.375	
6--7	1.1	1	1.725	7	5.275	
7--8	3.5	1	5.225	8	2.775	
8--9	3.5	1	8.725	9	0.275	
9--10	3.5	1	12.225	10		2.225
10--11	3.5	1	15.725	11		4.725
11--12	0.4	1	16.125	12		4.125
12--13	0.4	1	16.525	13		3.525
13--14	0.4	1	16.925	14		2.925
14--15	0.4	1	17.325	15		2.325
15--16	0.4	1	17.725	16		1.725
16--17	2	1	19.725	17		2.725
17--18	2	1	21.725	18		3.725
18--19	0.525	1	22.25	19		3.25
19--20	0.5	1	22.75	20		2.75
20--21	0.5	1	23.25	21		2.25
21--22	0.5	1	23.75	22		1.75
22--23	0.125	1	23.875	23		0.875
23--24	0.125	1	24	24		0

A.N :

$$V_t = |V_+| + |V_-| + V_{inc} = ((5,375 + 4,725) * 723,6) + 120 = 7308,36 + 120 = 7428,36 \text{ m}^3.$$

Donc après la normalisation du volume des réservoirs on opte pour : 7500 m³.

Cette valeur de 7500 m³ est prévue de satisfaire les besoins de la commune d'Ain Arnat et comme il existe un réservoir de capacité de 6000 m³ déjà réalisé, il nous reste un volume de 1500 m³ il faut qu'on estime les besoins de la région Sétif 03 pour mettre les deux en un même réservoir.

Donc le réservoir à projeter sera d'une capacité de 6000 m³ regroupant le volume restant de la commune d'Ain Arnat (1500 m³) et le volume pour alimenter Sétif 03 vers El Annaser (4000m³) plus un secours contre les incendies (120 m³).

III.8.2. Réservoirs alimentés gravitairement

III.8.2.1. Réservoir d'Ain Abbessa

Pour tous les réservoirs qui restent, les capacités sont calculées de la même manière, en considérant que l'adduction gravitaire est d'un débit limité constant.

Et si l'on dispose d'un débit limité constant à une cote supérieure à celle du réservoir, on peut avoir intérêt à effectuer une alimentation discontinue, afin de diminuer le volume, pourvu que le débit horaire disponible Q_a soit supérieure au débit moyen horaire $Q_{moy h}$ de la journée.

Il est bien évident que si $Q_a > K_p * Q_{moy h}$ le débit d'alimentation peut à chaque instant satisfaire la demande et le réservoir serait inutile, le problème de la capacité utile du réservoir se pose donc lorsque :

$$Q_{moy h} < Q_a < K_p * Q_{moy h}.$$

Dans ce cas le défaut d'alimentation le plus important se situe lors de la pointe de la matinée entre environ 7h et 11h ou la consommation peut atteindre $K_p * Q_{moy h}$ pendant ces quatre heures. Il faudra donc fournir en plus de l'alimentation à débit constant Q_a un volume égal à :

$$V = 4 ((K_p * Q_{moy h}) - Q_a)$$

Avec $K_p = 3.5$

Et Q_a est pris comme : la moyenne du débit max journalier pendant les 22 heures ou bien les 18 heures.

Donc on commence par le calcul de la capacité de l'alimentation a débit constant Q_a :

Le tableau suivant nous donne le coefficient a (%) :

Tableau III.5 : Volumes de réservoir Ain Abbessa

Heures	Régime de remplissage du réservoir de stockage	Regime de remplissage du réservoir d'alimentation	Arrivée d'eau au réservoir du stockage	Départ d'eau du réservoir de stochakge	Reste
0-1	4.17	2.5	1.67		1.67
1--2	4.17	2.5	1.67		3.34
2--3	4.17	2.5	1.67		5.01
3--4	4.17	2.5	1.67		6.68
4--5	4.17	4.5		0.33	6.35
5--6	4.17	4.5		0.33	6.02
6--7	4.17	4.5		0.33	5.69
7--8	4.17	4.5		0.33	5.36
8--9	4.17	4.5		0.33	5.03
9--10	4.17	4.5		0.33	4.7
10--11	4.17	4.5		0.33	4.37
11--12	4.17	4.5		0.33	4.04
12--13	4.17	4.5		0.33	3.71
13--14	4.17	4.5		0.33	3.38
14--15	4.17	4.5		0.33	3.05
15--16	4.17	4.5		0.33	2.72
16--17	4.17	4.5		0.33	2.39
17--18	4.17	4.5		0.33	2.06
18--19	4.17	4.5		0.33	1.73
19--20	4.17	4.5		0.33	1.4
20--21	4.15	4.5		0.35	1.05
21--22	4.15	4.5		0.35	0.7
22--23	4.15	4.5		0.35	0.35
23--24	4.15	4.5		0.35	0

Donc le volume résiduel est donné par la formule :

$$V_r = (a \text{ max} \% * Q_{\text{max}j}) / 100 \text{ (m}^3\text{)}$$

A.N:

$$V_u = (6,68 \% * 4665,6) / 100 = 311,66 \text{ m}^3$$

Après on rajoute le volume au volume résiduel pour avoir le volume utile :

$$V = 4 ((K_p * Q_{\text{moyh}}) - Q_a)$$

A.N:

$$V = 4 ((3,5 * 4665,6 / 24) - (4665,6 / 22)) = 1873,31 \text{ m}^3$$

$$\text{Donc } V_u = V_r + V = 311,66 + 1873,31 = 2184,97 \text{ m}^3.$$

Et finalement on ajoute la quantité d'eau réservé pour les incendies :

$$V_{totale} = V_u + V_{inc} = 2184,97 + 120 = 2304,97 \text{ m}^3.$$

Donc le volume normalisé sera 2500 m³.

Et comme il y a un réservoir d'alimentation existant de capacité 1500 m³ alors on projette un réservoir de stockage de capacité de 1000 m³.

III.8.2.2. Réservoir de Mahouane

Ce réservoir est déjà existant, il est de capacité de 1000 m³ avec un débit maximum journalier de 1123,2 m³/j.

Donc les besoins journaliers de la région pour l'horizon 2050 peuvent être stocké aisément dans le réservoir existant.

III.8.2.3. Réservoir de Mezloug

De la même manière qu'on a utilisé pour le calcul la capacité du réservoir d'Ain Abbessa , on procède avec les mêmes régimes et les mêmes étapes pour avoir le volume nécessaire de Mezloug, seul le débit est différent car chaque commune a ces propres besoins.

On commence par le calcul de la capacité de l'alimentation a débit constant Qa :

Le tableau suivant nous donne le coefficient a (%) :

Tableau III.6 : Volumes de réservoir Mezloug

Heures	Régime de remplissage du réservoir de stockage	Regime de remplissage du réservoir d'alimentation	Arrivée d'eau au réservoir du stockage	Départ d'eau du réservoir de stochakge	Reste
0-1	4.17	2.5	1.67		1.67
1--2	4.17	2.5	1.67		3.34
2--3	4.17	2.5	1.67		5.01
3--4	4.17	2.5	1.67		6.68
4--5	4.17	4.5		0.33	6.35
5--6	4.17	4.5		0.33	6.02
6--7	4.17	4.5		0.33	5.69
7--8	4.17	4.5		0.33	5.36
8--9	4.17	4.5		0.33	5.03
9--10	4.17	4.5		0.33	4.7
10--11	4.17	4.5		0.33	4.37
11--12	4.17	4.5		0.33	4.04
12--13	4.17	4.5		0.33	3.71
13--14	4.17	4.5		0.33	3.38
14--15	4.17	4.5		0.33	3.05
15--16	4.17	4.5		0.33	2.72

16--17	4.17	4.5		0.33	2.39
17--18	4.17	4.5		0.33	2.06
18--19	4.17	4.5		0.33	1.73
19--20	4.17	4.5		0.33	1.4
20--21	4.15	4.5		0.35	1.05
21--22	4.15	4.5		0.35	0.7
22--23	4.15	4.5		0.35	0.35
23--24	4.15	4.5		0.35	0

Donc le volume résiduel est donné par la formule :

$$V_r = (a \text{ max} \% * Q_{\text{max}j}) / 100 \text{ (m}^3\text{)}$$

A.N:

$$V_u = (6,68\% * 5184) / 100 = 346,29 \text{ m}^3$$

Après on rajoute le volume au volume résiduel pour avoir le volume utile :

$$V = 4 ((K_p * Q_{\text{moyh}}) - Q_a)$$

A.N:

$$V = 4 ((3,5 * 5184 / 24) - (5184 / 22)) = 2081,45 \text{ m}^3$$

$$\text{Donc } V_u = V_r + V = 346,29 + 2081,45 = 2427,74 \text{ m}^3.$$

Et finalement on ajoute la quantité d'eau réservé pour les incendies :

$$V_{\text{totale}} = V_u + V_{\text{inc}} = 2427,74 + 120 = 2547,74 \text{ m}^3.$$

Donc le volume normalisé sera 3000 m³.

Et comme il y a un réservoir d'alimentation existant de capacité 1000 m³ alors on projette un réservoir de stockage de capacité de 2000 m³.

III.8.2.4. Réservoir de Guedjel

On commence toujours par le calcul de la capacité de l'alimentation a débit constant Q_a :

Le tableau suivant nous donne le coefficient a (%) :

Tableau III.7: Volumes de réservoir Guedjel

Heures	Régime de remplissage du réservoir de stockage	Regime de remplissage du réservoir d'alimentation	Arrivée d'eau au réservoir du stockage	Départ d'eau du réservoir de stochakge	Reste
0-1	4.17	2.5	1.67		1.67
1--2	4.17	2.5	1.67		3.34
2--3	4.17	2.5	1.67		5.01
3--4	4.17	2.5	1.67		6.68
4--5	4.17	4.5		0.33	6.35
5--6	4.17	4.5		0.33	6.02
6--7	4.17	4.5		0.33	5.69

7--8	4.17	4.5		0.33	5.36
8--9	4.17	4.5		0.33	5.03
9--10	4.17	4.5		0.33	4.7
10--11	4.17	4.5		0.33	4.37
11--12	4.17	4.5		0.33	4.04
12--13	4.17	4.5		0.33	3.71
13--14	4.17	4.5		0.33	3.38
14--15	4.17	4.5		0.33	3.05
15--16	4.17	4.5		0.33	2.72
16--17	4.17	4.5		0.33	2.39
17--18	4.17	4.5		0.33	2.06
18--19	4.17	4.5		0.33	1.73
19--20	4.17	4.5		0.33	1.4
20--21	4.15	4.5		0.35	1.05
21--22	4.15	4.5		0.35	0.7
22--23	4.15	4.5		0.35	0.35
23--24	4.15	4.5		0.35	0

Donc le volume résiduel est donné par la formule :

$$V_r = (a \text{ max\%} * Q_{\text{maxj}}) / 100 \text{ (m}^3\text{)}$$

A.N:

$$V_u = (6,68\% * 9331,2) / 100 = 623,32 \text{ m}^3$$

Après on rajoute le volume au volume résiduel pour avoir le volume utile :

$$V = 4 ((K_p * Q_{\text{moyh}}) - Q_a)$$

A.N:

$$V = 4 ((3,5 * 9331,2 / 24) - (9331,2 / 22)) = 3746,62 \text{ m}^3$$

$$\text{Donc } V_u = V_r + V = 623,32 + 3746,62 = 4369,94 \text{ m}^3.$$

Et finalement on ajoute la quantité d'eau réservé pour les incendies :

$$V_{\text{totale}} = V_u + V_{\text{inc}} = 4369,94 + 120 = 4489,94 \text{ m}^3.$$

Donc le volume normalisé sera 6000 m³.

III.8.2.5. Réservoir de Guellal

On calcul la capacité de l'alimentation a débit constant Q_a :

Le tableau suivant nous donne le coefficient a (%) :

Tableau III.8 : Volumes de réservoir Guellal

Heures	Régime de remplissage du réservoir de stockage	Regime de remplissage du réservoir d'alimentation	Arrivée d'eau au réservoir du stockage	Départ d'eau du réservoir de stochakge	Reste
0-1	4.17	2.5	1.67		1.67
1--2	4.17	2.5	1.67		3.34
2--3	4.17	2.5	1.67		5.01
3--4	4.17	2.5	1.67		6.68
4--5	4.17	4.5		0.33	6.35
5--6	4.17	4.5		0.33	6.02
6--7	4.17	4.5		0.33	5.69
7--8	4.17	4.5		0.33	5.36
8--9	4.17	4.5		0.33	5.03
9--10	4.17	4.5		0.33	4.7
10--11	4.17	4.5		0.33	4.37
11--12	4.17	4.5		0.33	4.04
12--13	4.17	4.5		0.33	3.71
13--14	4.17	4.5		0.33	3.38
14--15	4.17	4.5		0.33	3.05
15--16	4.17	4.5		0.33	2.72
16--17	4.17	4.5		0.33	2.39
17--18	4.17	4.5		0.33	2.06
18--19	4.17	4.5		0.33	1.73
19--20	4.17	4.5		0.33	1.4
20--21	4.15	4.5		0.35	1.05
21--22	4.15	4.5		0.35	0.7
22--23	4.15	4.5		0.35	0.35
23--24	4.15	4.5		0.35	0

Donc le volume résiduel est donné par la formule :

$$V_r = (a \text{ max}\% * Q_{\text{maxj}}) / 100 \text{ (m}^3\text{)}$$

A.N:

$$V_u = (6,68\% * 5011,2) / 100 = 334,75 \text{ m}^3$$

Après on rajoute le volume au volume résiduel pour avoir le volume utile :

$$V = 4 ((K_p * Q_{\text{moyh}}) - Q_a)$$

A.N:

$$V = 4 ((3,5 * 5011,2 / 24) - (5011,2 / 18)) = 1809,6 \text{ m}^3$$

$$\text{Donc } V_u = V_r + V = 334,75 + 1809,6 = 2144,35 \text{ m}^3.$$

Et finalement on ajoute la quantité d'eau réservé pour les incendies :

$V_{\text{totale}} = V_u + V_{\text{inc}} = 2144,35 + 120 = 2264,35 \text{ m}^3$.

Donc le volume normalisé sera 2500 m³.

Et comme il y a un réservoir d'alimentation existant de capacité de 500 m³ alors on projette un réservoir de stockage de capacité de 2000 m³.

III.8.2.6. Réservoir de Ksar El Abtal

Finalement :

On calcul la capacité de l'alimentation a débit constant Q_a :

Le tableau suivant nous donne le coefficient a (%) :

Tableau III.9 : Volumes de réservoir El Abtal

Heures	Régime de remplissage du réservoir de stockage	Regime de remplissage du réservoir d'alimentation	Arrivée d'eau au réservoir du stockage	Départ d'eau du réservoir de stochakge	Reste
0-1	4.17	2.5	1.67		1.67
1--2	4.17	2.5	1.67		3.34
2--3	4.17	2.5	1.67		5.01
3--4	4.17	2.5	1.67		6.68
4--5	4.17	4.5		0.33	6.35
5--6	4.17	4.5		0.33	6.02
6--7	4.17	4.5		0.33	5.69
7--8	4.17	4.5		0.33	5.36
8--9	4.17	4.5		0.33	5.03
9--10	4.17	4.5		0.33	4.7
10--11	4.17	4.5		0.33	4.37
11--12	4.17	4.5		0.33	4.04
12--13	4.17	4.5		0.33	3.71
13--14	4.17	4.5		0.33	3.38
14--15	4.17	4.5		0.33	3.05
15--16	4.17	4.5		0.33	2.72
16--17	4.17	4.5		0.33	2.39
17--18	4.17	4.5		0.33	2.06
18--19	4.17	4.5		0.33	1.73
19--20	4.17	4.5		0.33	1.4
20--21	4.15	4.5		0.35	1.05
21--22	4.15	4.5		0.35	0.7
22--23	4.15	4.5		0.35	0.35
23--24	4.15	4.5		0.35	0

Donc le volume résiduel est donné par la formule :

$$V_r = (a \text{ max\%} * Q_{\text{maxj}}) / 100 \text{ (m}^3\text{)}$$

A.N:

$$V_u = (6,68\% * 7776) / 100 = 519,44 \text{ m}^3$$

Après on rajoute le volume au volume résiduel pour avoir le volume utile :

$$V = 4 ((K_p * Q_{\text{moyh}}) - Q_a)$$

A.N:

$$V = 4 ((3,5 * 7776 / 24) - (7776 / 22)) = 3122,18 \text{ m}^3$$

$$\text{Donc } V_u = V_r + V = 519,44 + 3122,18 = 3641,62 \text{ m}^3.$$

Et finalement on ajoute la quantité d'eau réservé pour les incendies :

$$V_{\text{totale}} = V_u + V_{\text{inc}} = 3641,62 + 120 = 3761,62 \text{ m}^3.$$

Donc le volume normalisé sera 4000 m³.

III.8.3. Plage du choix de la forme

Tableau III.10: Plage du choix de la forme

Plage de choix de la forme	Forme
<= 2000 m ³	Circulaire
> 2000 m ³	Parallélépipédiques

III.8.4. Récapitulatif des réservoirs à projeter

Tableau III.11: Récapitulatif des réservoirs à projeter

Nom du réservoir á projeter	volume (m ³)	Forme	Cote TN (m)	Cote Piézo (m)
El-Ouricia	1000	Circulaire	1200	1168,5
Sétif 02	20 000	Parallélépipédiques	1209,5	1217,1
Sétif 01	20 000	Parallélépipédiques	1134,2	1139,7
El-Hamatia	250	Circulaire (tampon)	1256,5	1259,2
Ain Abessa	1000	Circulaire	1207,5	1223,03
Mahouane	1000	Circulaire	1230,75	1244,28
Ain Arnat	6000	Parallélépipédiques	1116,95	1138

Mezloug	2000	Circulaire	991 ,1	1035,49
Guedjal	6000	Parallélépipédiques	986,5	1012,76
Guellal	2000	Circulaire	918,4	1025,36
Ksar El Abtal	4000	Parallélépipédiques	990,7	1011,61
Ain Oulmene	10 000	Parallélépipédiques	1035	1040
Capacité TOTALE	73250			

III.8.5. Dimension des réservoirs

III.8.5.1. Pour les réservoirs circulaires

➤ Le diamètre D de la cuve

On calcule le diamètre de la cuve moyennant la formule :

$$S = (Vn/h) \Rightarrow (\pi * D^2) / 4 = (Vn/h) \Rightarrow D = (4 * Vn / \pi * h)^{1/2}$$

Vn : 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 de la cuve moyennant la formule :

$$h = (4 * V) / (\pi * D^2)$$

➤ La section de la cuve

On calcule la section de la cuve moyennant la formule :

$$S = V / h$$

➤ La hauteur totale H du réservoir

On calcule la hauteur du réservoir moyennant la formule

$$H = h + R$$

Avec : H : hauteur totale du réservoir (m) ;

h : hauteur d'eau (m) ;

R : revanche (m), donc notre cas on prend la revanche R=0.53 m.

➤ La hauteur de la réserve d'incendie

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

$$H_{inc} = V_{inc} / S.$$

Le tableau suivant résume les résultats trouvés pour les réservoirs circulaire à projeter :

Tableau III.11: volume des réservoirs, récap, dimensionnement.

Nom du réservoir á projeté	Volume (m3)	Forme	Cote TN (m)	Cote Piézo (m)
El-Ouricia	1000	circulaire	1155	1168.5
Sétif 02	20 000	parallélépipédiques	1211.6	1217.1
Sétif 01	20 000	parallélépipédiques	1134.2	1139.7
El-Hamatia	250	circulaire (tampon)	1256.5	1259.2
Ain Abessa	1000	circulaire	1178	1223.03
Mahouane	1000	circulaire	1222.8	1244.28
Ain Arnat	6000	parallélépipédiques	1134.2	1138
Mezloug	2000	circulaire	930.8	1035.49
Guedjal	6000	parallélépipédiques	986.5	1012.76
Guellal	2000	circulaire	902.5	1025.36
Ksar El Abtal	4000	parallélépipédiques	899.2	1011.61
Ain Oulmene	10 000	parallélépipédiques	1035	1040
TOTALE	73250			

Tableau III.12 : dimensionnement des réservoirs

Réservoir	Hauteur initiale	Volume	Diametre de la cuve	Diametre normalisé	Réévaluation de la hauteur	La section de la cuve	Hauteur totale du réservoir	Hauteur d'incendie
El-Ouricia	5	1000	15.96173769	16	4.97611465	200.96	5.50611465	0.597133758
El-Hamatia	5	250	7.980868845	8	4.97611465	50.24	5.50611465	2.388535032
Ain Abessa	5	1000	15.96173769	16	4.97611465	200.96	5.50611465	0.597133758
Mahouane	5	1000	15.96173769	16	4.97611465	200.96	5.50611465	0.597133758
Mezloug	5	2000	22.57330592	23	4.816201703	415.265	5.3462017	0.288972102
Guellal	5	2000	22.57330592	23	4.816201703	415.265	5.3462017	0.288972102

➤ Pour les réservoirs parallélépipédiques

On prend pour ce type des réservoirs une hauteur qui varie entre 2 et 5 mètres, selon la pression de l'eau entrante.

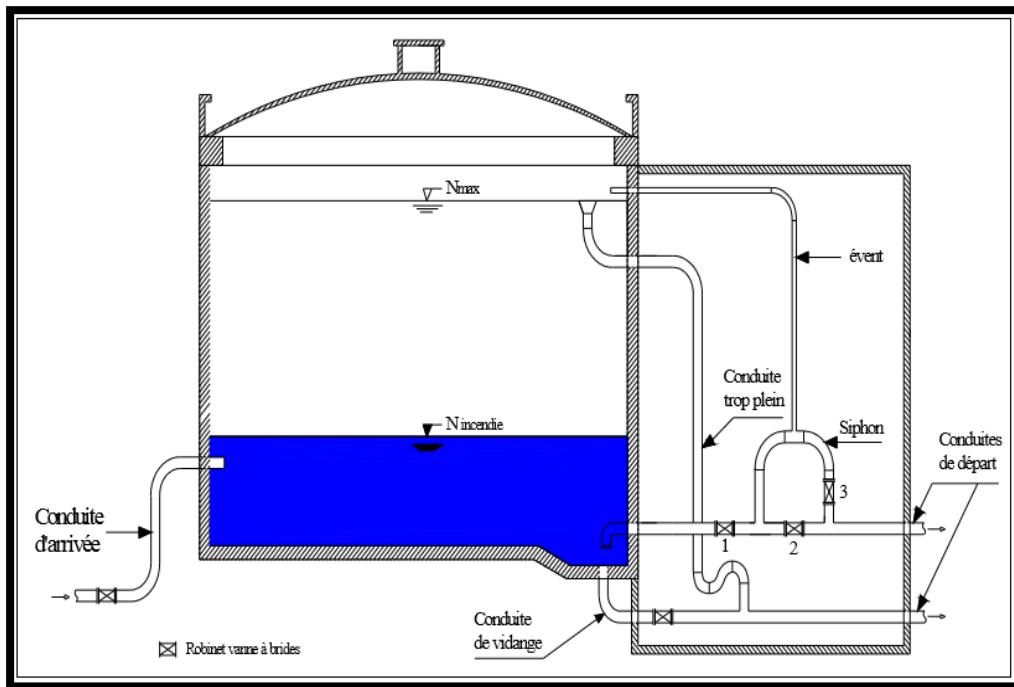


Figure III.1 : Schématisation d'un réservoir

CONCLUSION

Sur la longueur de notre système d'adduction, on a projeté douze (12) réservoirs répartis sur chaque commune à desservir (points de livraison).

Les capacités des réservoirs déterminés précédemment garantiront l'alimentation en eau potable des localités en question et les calculs sont vérifiés en utilisant des approches analytiques.

L'acheminement de l'eau jusqu'à ces réservoirs s'effectuera à l'aide des stations de pompes intégrées dans la station de traitement et via des boosters aussi, et finalement pas le biais de la gravité dans la ligne gravitaire qui occupe 70% du projet, ainsi dimensionnées et moyennant des conduites d'adduction (refoulement et gravitaire) qui sont l'objet du chapitre suivant.

Chapitre IV :
Etude de conception du
système de transfert d'eau

INTRODUCTION

Dans ce chapitre, il est procédé au dimensionnement des adductions gravitaires et en charges à partir de la station de traitement du barrage réservoir Mahouane qui fournit un débit de **190 000 m³/j** cette valeur est censée de desservir une population de **1 039 866 pour** l'horizon 2050 via quatre lignes d'adductions (trois lignes de refoulements et une ligne gravitaire).

En vue de l'alimentation en eau potable de SETIF et des communes situées à l'Ouest de la wilaya à partir de la station de traitement des eaux au pied du barrage de MAHOUANE, le long du tracé choisi contient :

1. Adducteurs d'eau traitée d'un linéaire total de 95 km (Acier /PEHD).
2. Douze (12) réservoirs de distribution (**73 250 M3**).
3. Une (01) station de pompage SPAA **17 366 M3/J** (2050).
4. Deux (02) Boosters (BAO **28 080 M3/J** – BS1 **58 061 M3/J** (2050))
5. Un système de télégestion.

Dans le présent projet on fera le dimensionnement des conduites et des ouvrages annexes des trois lignes de refoulement :

- **STM – RS2** : (2030) 1 328 m³/h (2050) 1 858 m³/h vers la partie haute de la ville de Sétif nommée Sétif2
- **STM – RTH** : (2030) 140 m³/h (2050) 241 m³/h vers la commune de Ain Abbessa.
- **STM – ROR** : (2030) 169 m³/h (2050) 353 m³/h vers la commune d'El-Ouricia

Et la ligne gravitaire :

STM- R Ain Oulmène 131 152,08 m³/j (2050) passant par le reste des communes et arrivant à Ain Oulmene.

IV.1. Bibliographie sur les Adductions**IV.1.1 Type de l'Adduction**

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

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

IV.1.1.1. 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. Il existe deux types d'adductions gravitaires :

- A surface libre.
- En charge (la plus rencontrée).

IV.1.1.2. Adduction par Refoulement

C'est une adduction où l'écoulement se fait sous pression à l'aide de machines hydroélectriques. 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.

IV.1.1.3. Adduction Mixte

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

Dans notre projet on a une ligne d'adduction par refoulement et une ligne gravitaire mais que la topographie du terrain naturel de la ligne gravitaire nécessite de pompage dans certains endroits ce qui les rends des adductions mixtes.

IV.1.2. Critères de sécurité Et choix du tracé

Dans la mesure du possible, le choix du tracé obéira aux règles générales suivantes :

- Privilégier au maximum une trajectoire rectiligne à proximité des routes existantes
- Paliers de refoulements, PMA de 6, 10, 16, 25 ou 40 Bars selon les tronçons, la pression maximale tolérée dans le réseau étant de 25 bars il sera envisagé d'implanter des réducteurs de pression en cas de besoin.
- Limiter au maximum les interférences avec des infrastructures existantes (route, voie ferrée...)
- Limiter les traversées des Oueds
- Donner la priorité au passage sur les terrains publics donc éviter les terrains privés et non cultivés
- Contourner les zones rocheuses
- Éviter les zones d'instabilité géotechnique.

IV.1.2. Choix des matériaux

Le choix du matériau pour les conduites représente une des options fondamentales du projet. Dans le cas particulier de présente adduction de système Ouest, il y a lieu d'être particulièrement vigilant vis-à-vis des deux contraintes suivantes :

- D'une part des pressions élevées (jusqu'à 25 bars),
- D'autre part l'exigence d'excellentes qualités de durabilité et de fiabilité, vu le caractère stratégique de ces adductions (en effet, plus encore que sur un réseau de distribution, des interruptions fréquentes de l'alimentation en eau sur les présentes adductions suite à des incidents seraient inadmissibles, vu l'importance de la zone desservie).

Donc en ce qui suit on cite les matériaux potentiels à être utilisés dans ce projet en montrant leurs qualités et inconvénients :

IV.1.2.1. La fonte

La fonte est un matériau qui est plus adaptée à l'établissement des conduites enterrées pouvant transporter l'eau propre, l'eau usée et certains produits chimiques, les tuyaux en fonte sont très lourds, rigides et solides, ils peuvent supporter une importante charge externe, mais généralement elles ont une mauvaise résistance à la flexion et aux chocs.

Les diamètres nominaux rencontrés sont : 60-80-100-200-250-300-350-400-450-500-600-700-800-900-1000-1200mm. Les pertes de charge sont faibles à l'état neuf, les classes de la pression standard sont de 4 à 25 bars extensibles à 32 bars.

Les joints sont habituellement à cloche, avec une bonne tolérance pour la déflexion, ce qui permet de réduire le nombre de coudes pour les grands rayons de courbure.

Les liaisons aux pièces spéciales sont parfois à joints cloches, plus souvent à brides. En cas de vide intérieur en régime transitoire, il y a risque d'aspiration des joints pouvant nécessiter des réparations coûteuses.

IV.1.2.2. L'acier

L'acier utilisé dans la fabrication des conduites et raccords est de l'acier doux soudable. Les tubes sans soudures sont fournis en longueurs courantes de fabrication soit de 6m à 7.5m, soit de 7.5m à 16m, les épaisseurs sont variables de 3 à 8mm pour les tubes étirés sans soudure et pour les diamètres compris entre 40 et 350mm, les conduites sont essayées en usine à des

pressions de 60bars pour les diamètres compris entre 40 et 150mm, 50 bars entre 175 et 275mm et 40 bars entre 300 et 400mm.

Les tubes soudés sont livrés en longueurs fixes comprise entre 6 et 14m, leur épaisseur varie de 5 à 9 mm pour les diamètres de 350mm à 1000mm.

Les conduites en acier sont utilisées surtout pour terrain accidenté, montagneux, de dépression marécageuse à condition d'être bien protégés, ils résistent bien aux efforts extérieurs et intérieurs, ils sont flexibles, le seul inconvénient c'est la corrosion. L'acier sur le point du manque de pièces présente un avantage certain puisque, à partir de coudes à 90° par exemple on peut tailler sur place tous les coudes intermédiaires, ainsi permettre l'avancement du chantier en attendant l'arrivée des pièces normalisées. En citant que l'acier nécessite une protection cathodique rigoureuse et exige un personnel qualifié pour sa pose et présente une faible résistance à la corrosion des sols agressifs.

IV.1.2.3. L'Amiante ciment

L'amiante ciment reste déconseillé pour l'alimentation en eaux potables. Il nécessite beaucoup de pièces spéciales dont la disponibilité reste aléatoire.

IV.1.2.4. Le PRV (polyester renforcé de fibre de verre)

Les conduites en polyester renforcé en fibre de verre est une technique assez ancienne (50ans) qui a surtout été employée en industrie pour des conduites de petit diamètre non enterrées transportant des fluides corrosifs, et depuis nombreuses années les constructeurs proposent des conduites de grands diamètres et de fortes pressions, ce matériau est surtout utilisé pour l'assainissement. Les entreprises sont réticentes à l'idée d'utiliser le PRV pour les adductions, de plus le problème des conduites en PRV reste actuellement la résistance à la pression au niveau des éléments de jonction. Si les conduites peuvent supporter jusqu'à 32 bars, les coudes et les manchons sont moins résistants et les procédés de verrouillage sont très onéreux. L'avantage de ces matériaux réside dans sa légèreté et sa résistance aux agressions chimiques par contre sa rigidité est trop faible pour pouvoir reprendre les contraintes liées au remblai.

IV.1.2.5. Le PEHD (polyéthylène à haute densité)

Les conduites en PEHD sont disponibles en tourets pour les diamètres extérieurs jusqu'à 110mm.

Pour les diamètres supérieurs, les tubes sont en longueurs de 6 ou 12 ml dont ils ont une bonne flexibilité, du faible nombre de raccordements, insensible à la corrosion, une tendance à s'écraser légèrement sous leurs propres poids pendant l'entreposage, surtout si plusieurs épaisseurs sont superposées.

Les classes de pression standard sont de 10 à 16 bars pour les diamètres allant de 20 à 63mm. Des fabricants en Algérie proposent des tubes en PEHD 20 bars pour une gamme de diamètre allant de 90 à 500mm.

Les raccordements se font par joints mécaniques ou par électro soudage pour les diamètres allant de 20 à 63mm utilisés couramment pour les branchements. Pour les diamètres supérieurs, les raccordements se font par électro soudage ou par soudage bout à bout (appelé soudage au miroir).

Sur le plan financier, les conduites PEHD offrent un réel avantage comparativement aux autres matériaux pour les diamètres inférieurs à 500mm. Au-delà de ce diamètre, la fonte et l'acier sont moins chère.

En conséquence, et conformément aux consultations faites avec l'ADE de la wilaya (Maitre d'ouvrage), on se limitera aux deux natures de tuyaux suivantes :

✓ L'acier

- Les conduites en acier seront soigneusement protégées contre la corrosion, à l'intérieur (ciment) comme à l'extérieur (polypropylène).
- La liaison entre tuyaux se fera par soudure bout à bout. L'assemblage par soudure présente l'avantage de constituer une conduite "auto butée", les efforts longitudinaux au droit des changements de direction (ou des vannes fermées) étant repris en traction par la conduite elle-même. Par conséquent, pas de butées ni d'ancrages à prévoir au droit des appareillages ou des pièces spéciales.

Il y a lieu de noter que le revêtement extérieur en polypropylène forme une barrière contre la corrosion éventuelle, et que par conséquent une protection cathodique devient inutile. On prévoira ainsi une simple surveillance cathodique pour détecter d'éventuelles altérations ponctuelles du revêtement (dues par exemple à une mauvaise manutention lors du transport

des tubes non repérées lors de leur réception sur site, ou à une intervention ultérieure sur la conduite, licite ou non).

- ✓ Le polyéthylène à haute densité (PEHD)
 - Les canalisations en PEHD présentent l'avantage d'être résistantes aux diverses agressions chimiques ou électriques, d'être robustes, rapides et faciles à poser,
 - Elles seront auto butées grâce aux joints électro soudables (par manchons ou soudures bout à bout).
 - Elles seront uniquement utilisées pour les petits diamètres et les faibles pressions.

IV.1.3. Plages d'utilisation des conduites

Conformément aux préconisations de l'APS validées par l'ADE, les matériaux suivants seront retenus selon les catégories de pressions diamètres :

Tableau IV.1 : Les matériaux retenus selon les catégories de pressions diamètres

DN (mm)	Classe de pression				
	6	10	16	25	40
100 - 350	PEHD			Acier	
≥ 400	Acier				

- Pour les diamètres intérieurs compris entre 100 et 300 mm et des pressions statiques inférieures ou égales à 16 bars, on optera pour le PEHD à PN 10 ou 16 bars,
- Pour toutes les autres plages de diamètres et pression, on optera pour l'acier HP, Le choix final des matériaux sera fait d'une manière homogène sur chaque tronçon, de façon à uniformiser les matériaux et les PN d'un même diamètre autant que possible et limiter l'excès de leur alternance.

IV.1.4. Couverture minimale et maximale

La couverture minimale, au-dessus de la génératrice supérieure des conduites doit être égale à un mètre et ne doit en aucun cas être inférieure à 80 cm² ; les conduites projetées traversent

en effet des terres agricoles et risquent d'être fortement endommagées si cette condition n'est pas respectée.

La profondeur maximale ne doit pas dépasser idéalement 4 m ; les terrassements ainsi que les ouvrages en ligne (génie civil) seraient alors trop conséquents.

IV.1.5. Vitesse de l'eau

La fourchette de vitesses de l'eau à maintenir dans les conduites est relativement large : entre 0,5 et 3,5 m/s. La limite inférieure se justifie par la nécessité d'éviter l'apparition de dépôts dans la conduite. La limite supérieure quant à elle a pour objectif de limiter les risques d'usure de la paroi des tuyaux par abrasion (quoique ce risque soit minime dans notre cas, où l'eau transportée sera traitée), et aussi de diminuer la force des coups de bélier.

Dans le cas de système Ouest objets de la présente étude, on limitera la vitesse maximale de l'eau à une valeur moindre : environ 1,5 m/s. En effet, l'horizon de dimensionnement de 2050 étant plutôt proche par rapport à la durée de vie d'une conduite, qui est de l'ordre du demi-siècle, il nous est apparu judicieux de se réserver la possibilité de "doper" ces adductions au-delà de 2050, par exemple en installant des boosters supplémentaires ou des pompes plus puissantes, sans pour cela remettre en cause le diamètre des conduites, et donc s'imposer de les changer ou doubler prématurément.

IV.1.6. Ouvrages en ligne

Les équipements en ligne à prévoir sur les conduites sont de quatre types :

➤ Les ventouses

Des ventouses à triple fonction seront placées sur les conduites, au niveau des points hauts de leur tracé ainsi qu'immédiatement à l'aval des vannes de sectionnement non installées à un point bas. Elles remplissent les fonctions suivantes :

- Evacuation de l'air par le gros orifice, lors du remplissage de la conduite,
- Dégazage par le petit orifice en période d'exploitation normale,
- Admission d'air dans la conduite par le gros orifice, lors de la vidange de celle-ci ou de sa mise en dépression.
- Une vanne d'isolement sera intercalée entre la conduite et la ventouse afin de pouvoir intervenir sur cette dernière pendant que l'adduction demeure en service.

➤ **Les vidanges**

Des piquages équipés d'une vanne de vidange seront placés sur les conduites, au niveau des points bas du tracé ainsi qu'immédiatement à l'amont des organes de sectionnement, afin de permettre en cas de nécessité de vider l'eau d'un tronçon de conduite.

D'une manière générale, l'eau peut être évacuée gravitairement vers un exutoire situé en contrebas. Selon la topographie du site, il est possible néanmoins que les derniers mètres cubes doivent être évacués par pompage à l'aide de pompes d'exhaure de chantier, qui devront faire partie de l'équipement des services d'exploitation.

➤ **Les vannes de sectionnement**

Les vannes de sectionnement permettent d'isoler des tronçons de conduite afin d'éviter de vidanger l'ensemble de la conduite en cas d'intervention. Elles sont implantées d'une part au niveau de franchissements particuliers (oueds, routes...), et d'autre part de telle sorte que les tronçons à vidanger ne soient pas trop longs. La bonne règle veut que ces vannes soient systématiquement installées avec un joint de démontage autobuté.

On prévoira au moins une vanne de sectionnement tous les 5 kilomètres de conduite ainsi que, sur une conduite principale d'adduction, à l'aval de chaque piquage important.

➤ **Les réducteurs de pression**

Les réducteurs de pression permettent de réduire les pressions avales à des valeurs admissibles ; ils seront placés sur les conduites maîtresses à des points judicieusement choisis.

Ces équipements seront placés dans des regards.

Il n'est pas prévu de poste de chloration en ligne dans la mesure où le temps de transfert entre les sites de traitement (avec une première chloration) et les réservoirs (où pourra être effectué une seconde chloration) n'excède pas 24 heures.

IV.2. Etude des variantes

La configuration topographique de l'aire du système ouest présente une pente générale nord-sud sans obstacles incontournables, aussi l'allure générale de l'adduction de Système Ouest est-elle évidente :

- pour toutes les communes situées au sud de la future retenue de Mahouane : une desserte par ramification principale qui profite de la pente générale du terrain
- par contre pour les communes d'Aïn Abbassa et Elouricia situées de part et d'autre de la retenue de Mahouane, un refoulement sera nécessaire.

L'ensemble des variantes devront se plier à ces impératifs d'ordre topographique.

IV.2.1. Variante 01

Le schéma synoptique de la variante 1 est présenté en page suivante, c'est une variante qui privilégie au maximum les possibilités d'écoulements gravitaires, elle est conçue de la manière suivante :

➤ Station de traitement

Une station de traitement est installée au pied du barrage de Mahouane, la piézométrie à la sortie de la station a été estimée à 1065 NGA pour les besoins de prédimensionnement hydraulique des conduites d'adduction.

De la bêche d'eau traitée de cette station partiront deux conduites : l'une vers une station de pompage située dans la même enceinte que la station de traitement et qui desservira les communes de Aïn Abassa et Elouricia (" sous système Nord"), et l'autre constitué par un départ gravitaire vers les autres communes ("sous-système Sud").

➤ Sous-système Nord/ branches vers Aïn Abbassa et Elouricia

La station de pompage prévue en sortie de la station de traitement de Mahouane comprendra deux lignes de refoulement : l'une vers Aïn Abassa, et l'autre vers l'ACL d'Elouricia.

La ligne vers Aïn Abassa sera constituée de deux groupes électropompes (1+1 secours) de 41 litres/secondes, et une HMT de 190 m avec une conduite de refoulement DN 200 rejoignant un réservoir tampon de 150 mètres cubes implanté sur le Djebel Hamatia au minimum à la cote 1240 m.

De ce réservoir une conduite gravitaire DN 250 descend vers Mahouane, qu'elle dessert au passage (piquage DN 125 vers le réservoir Mahouane) puis continue en DN 200 jusqu'au réservoir 1000 m³ d'Aïn Abassa en contournant par le Nord le massif montagneux pour éviter les points hauts.

La seconde ligne de refoulement qui part de la station de pompage de Mahouane est constituée de deux groupes électropompes (1+1 secours) de 8 litres/secondes, une HMT de 180 m rejoint en DN 100 le réservoir surélevé Khebabcha à Elouricia. On notera que le débit

requis réel n'est en principe que 4 l/s, cependant il nous est paru prudent de le surélever d'un facteur 2 vu la faible part qu'il représente comme contribution à la satisfaction des besoins globaux de l'agglomération.

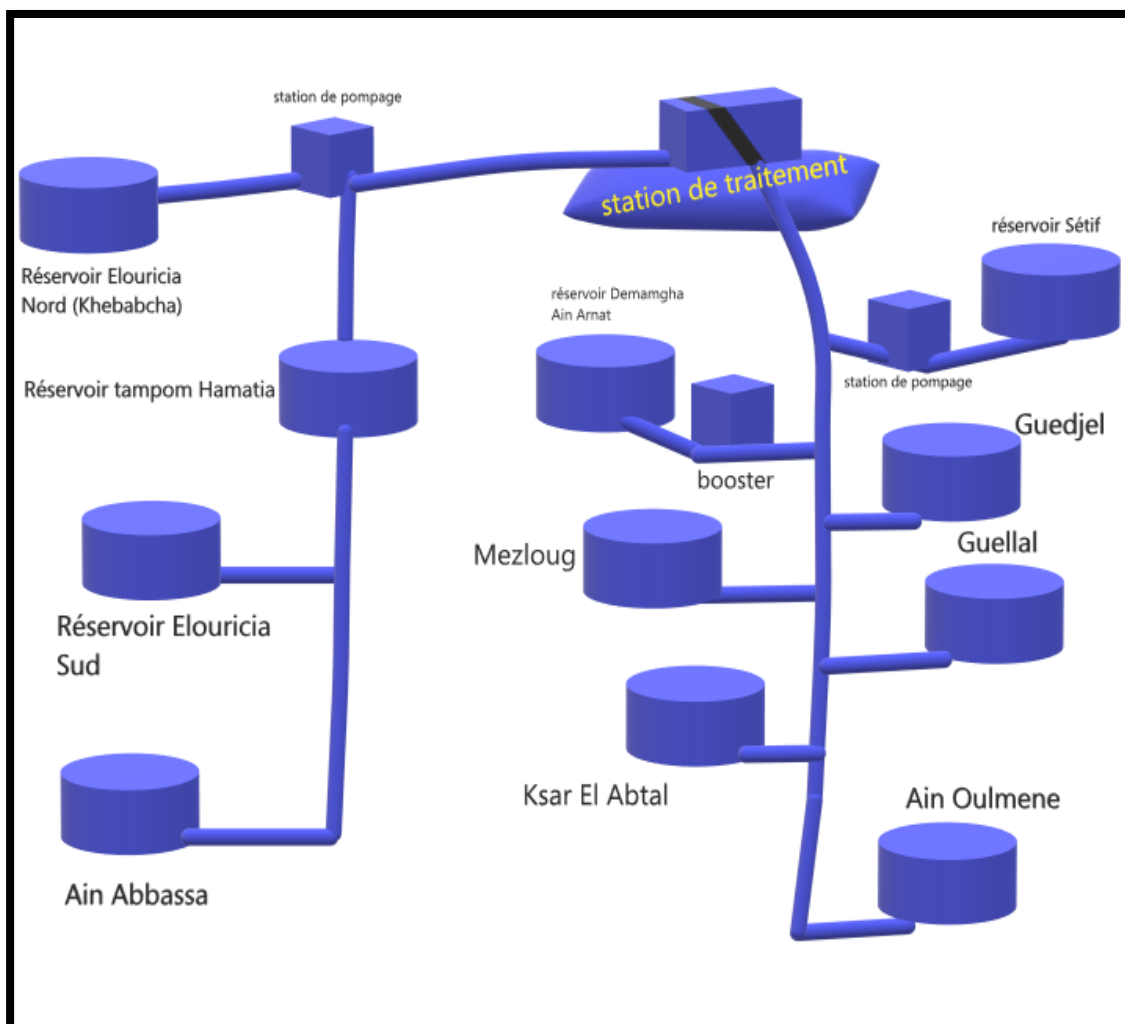


Figure IV.1 : Représentation schématique de Sous-système Nord

➤ **Sous-système Sud/ligne mahouane-Ain Oulmène**

Une conduite DN 2000 quitte la bache d'eau traitée de la station Mahouane el longe la RN75, juste au sud de cheikh Laifa la conduite se divise en deux DN 1400 l'un partant vers l'Est vers une station de pompage à créer pour alimenter Sétif, l'autre continuant à longer la RN75 en direction du sud.

La branche vers Sétif se prolonge de la manière suivante :

- Une station de pompage est implémentée aussi loin de la RN75 que le permis la ligne piézométrique la plus défavorable (c'est-à-dire en pointe saisonnière) de façon à profiter au maximum de la charge au départ du Mahouane.
- Cette station de pompage sera équipée d'une bache d'aspiration et de 3 groupes électropompes de 270l/s HMT 90.
- une canalisation de refoulement également en DN 800 reliera la station de pompage au réservoir principale de Sétif

Au niveau de Cheikh Laifa l'autre conduite DN 800 au-delà de piquage vers Sétif se dirige vers le sud jusqu'à la RN5, puis franchit vers l'Est l'Oued Boussellam avant de traverser la RN5 et poursuivre sa route vers le sud, en suivant une piste qui longe plus ou moins l'Oued ceci jusqu'à Mezloug où elle rejoint la RN28 qu'elle longera jusqu'à Ain Oulmène.

Cette conduite va desservir via divers piquage les autres communes des sous-système Sud à savoir de l'amont vers L'aval :

- **Ain Arnat** : piquage DN 300 vers le réservoir Demamgha à noter qu'il sera nécessaire d'installer un booster sur cette conduite de 2 groupes électropompes (1+1 secours) de 68 l/s avec une HMT de 37m
- **Guedjal** : piquage DN 350 au droit du village de Kernit vers le réservoir surélevé Guedjel à noter que cette branche est d'une grande longueur (près de 17 km) elle file globalement vers le sud-est en suivant les pistes d'exploitation agricole et en passant à proximité des villages Mtat Boureghda, Aidaoui laid et Chellala.
- **Mezloug** : piquage DN 200 vers le réservoir Mezloug. Au-delà de ce piquage le diamètre de la conduite principale diminue et devient DN700.
- **Guellal** : piquage DN 300 vers le réservoir surélevé de Guellal centre.
- **Ksar El Abtal** : piquage DN 250 vers un réservoir surélevé.

Au-delà de ce piquage le diamètre de la conduite principale se diminue et devient DN 600 jusqu'au réservoir d'Ain Oulmène.

On notera que ce système d'adduction limite le nombre de station de pompage au seuls 4 cas où l'altimétrie ne permet pas une alimentation gravitaire :

- ✓ Station de Mahouane, refoulement vers Ain Abbassa (150 KVA).
- ✓ Station de Mahouane, refoulement vers Elouricia (30 KVA).
- ✓ Station de pompage vers Sétif (830 KVA).
- ✓ Booster vers Demamgha/Ain Arnat (50 KVA).

IV.2.1.1. Evaluation des couts d'investissements et d'exploitations

On trouvera ci-après un tableau de calcul complet des couts d'investissements et d'exploitation de l'ensemble des équipements du système Ouest selon la présente variante 01, ces couts ont été établis :

Sur la base des ratios communément admis et des débits mis en jeu pour chaque année, en prenant compte les durées de vie suivantes pour les différents types d'équipements :

- ✓ **Conduites** : 40 ans
- ✓ **Génie civil** : 40 ans
- ✓ **Équipements des stations de pompage et de traitement** : 25 ans.

Ce tableau permet de dégager le cout moyen du m³ d'eau produit relatif à l'ensemble de l'adduction sur la période 2021-2036, les limites du système considéré étant les suivantes :

- **À l'amont** : l'entrée dans la station de traitement.
- **À l'aval** : l'arrivée aux points de livraison.

La méthode utilisée pour le calcul est celle du cout moyen à long terme (CMLT) du m³ produit, qui est le seul moyen permettant de comparer sur le plan économique les différentes variantes techniques envisagées, sans tenir compte à ce stade des modes de financement.

Le principe de calcul consiste à additionner, sur la période considérée, les couts d'investissement, de renouvellement et d'exploitation, et à en diviser le total par le nombre de m³ d'eau produits pour trouver le prix moyen du m³ sur ladite période considérée.

Les valeurs des investissements et des renouvellements restants au-delà de l'horizon d'étude ne sont pas prises en compte afin de n'imputer sur la période de calcul économique que la part qui lui revient.

Tableau IV.2 : Evaluation des couts d'investissement et d'exploitation jusqu'au période mentionné (en Millions DA hors taxes) (Variante 01, Station de Traitement (ST) Mahouane)

Station de Traitement (ST) Mahouane																
Année	2021	2022	2023	2024	2025	2026	2027	2028	2029	2030	2031	2032	2033	2034	2035	2036
volume moyen traitée (m3/j)	37293	68602	70514	72427	74339	53081	54774	56467	58161	59854	61547	63039	64531	66023	67515	69007
Investissement: génie civil																
757 Millions DA																
Equipement																
619 Millions DA																
Total investissements																
1376 Millions DA																
Exploitation																
personnel	20.64	20.64	20.64	20.64	20.64	20.64	20.64	20.64	20.64	20.64	20.64	20.64	20.64	20.64	20.64	20.64
Consommables	25.66	47.2	48.51	49.83	51.15	36.52	37.68	38.85	40.01	41.18	42.34	43.37	44.4	45.42	46.45	47.48
Energie	4.62	8.5	8.73	8.97	9.21	6.57	6.78	6.99	7.2	7.41	7.62	7.81	7.99	8.18	8.36	8.55
Evacuation des boues	0.51	0.94	0.97	1	1.02	0.73	0.75	0.78	0.8	0.82	0.85	0.87	0.89	0.91	0.93	0.95
Maintenances et autres	25.77	30.08	30.34	30.61	30.87	27.94	28.18	28.41	28.64	28.88	29.11	29.31	29.52	29.72	29.93	30.14
Total exploitation ST Mahouane	77.2	107.4	109.2	111.1	112.89	92.4	94.03	95.67	97.29	98.93	100.56	102	103.44	104.87	106.31	107.76

Tableau IV.3 : Evaluation des couts d'investissement et d'exploitation jusqu'au période mentionné (en Millions DA hors taxes) (Variante 01, Station de Pompage (SP) Mahouane)

Station de pompage (SP) Mahouane																
Année	2021	2022	2023	2024	2025	2026	2027	2028	2029	2030	2031	2032	2033	2034	2035	2036
Volume moyen pompé (m3/j)	821	974	1127	1279	1432	1585	1729	1873	2018	2162	2306	2446	2586	2725	2865	3005
Dont vers Ain Abbassa	635	777	919	1059	1201	1343	1479	1615	1752	1888	2024	2158	2292	2425	2559	2693
Elouricia	186	197	208	220	231	242	250	258	266	274	282	288	294	300	306	312
Investissement : génie civil																
0 Millions DA																
Equipement																
74 Millions DA																
Total investissements																
74 Millions DA																
Exploitation																
Energie	0.68	0.8	0.93	1.06	1.18	1.31	1.43	1.55	1.67	1.79	1.91	2.03	2.14	2.26	2.37	2.49
Maintenances et autres	2.51	2.56	2.61	2.67	2.72	2.77	2.82	2.87	2.93	2.98	3.03	3.08	3.12	3.17	3.22	3.27
Total exploitation SP Mahouane	3.19	3.36	3.54	3.73	3.9	4.08	4.25	4.42	4.6	4.77	4.94	5.11	5.26	5.43	5.59	5.76

Tableau IV.4 : Evaluation des couts d'investissement et d'exploitation jusqu'au période mentionné (en MDA hors taxes) (Variante 01, Station de Pompage (SP) Sétif)

Station de Pompage (SP) Sétif																
Année	2021	2022	2023	2024	2025	2026	2027	2028	2029	2030	2031	2032	2033	2034	2035	2036
Volume moyen pompé (m3/j)	36472	37387	38302	39217	40132	19257	20026	20795	21563	22332	23101	23849	24596	25344	26091	26839
Investissement : génie civil																
97 Millions DA																
Equipement																
226 Millions DA																
Total investissements																
323 Millions DA																
Exploitation																
Energie	13.44	13.78	14.12	14.45	14.79	7.1	7.38	7.66	7.95	8.23	8.51	8.79	9.07	9.34	9.62	9.89
Maintenances et autres	14.77	14.9	15.02	15.15	15.28	12.37	12.48	12.59	12.69	12.8	12.91	13.01	13.11	13.22	13.32	13.43
Total exploitation SP Sétif	28.21	28.68	29.14	29.6	30.07	19.47	19.86	20.25	20.64	21.03	21.42	21.8	22.18	22.56	22.94	23.32

Tableau IV.5 : Evaluation des couts d'investissement et d'exploitation jusqu'au période mentionné (en MDA hors taxes) (Variante 01, Booster Demamgha)

Booster Demamgha																
Année	2021	2022	2023	2024	2025	2026	2027	2028	2029	2030	2031	2032	2033	2034	2035	2036
volume moyen pompé (m3/j)		3214	3387	3559	3732	2524	2646	2769	2891	3014	3136	3247	3358	3470	3581	3692
Investissement : génie civil																
7 Millions DA																
Equipement																
27 Millions DA																
Total investissements																
34 Millions DA																
Exploitation																
Energie	0	0.46	0.48	0.51	0.53	0.36	0.38	0.4	0.41	0.43	0.45	0.46	0.48	0.5	0.51	0.53
Maintenances et autres	0	1.39	1.41	1.43	1.45	1.31	1.33	1.34	1.35	1.37	1.38	1.4	1.41	1.42	1.43	1.45
Total exploit Booster Demamgha	0	1.85	1.89	1.94	1.98	1.67	1.71	1.74	1.76	1.8	1.83	1.86	1.89	1.92	1.94	1.98

Tableau IV.6 : Evaluation des couts d'investissement et d'exploitation jusqu'au période mentionné (en MDA hors taxes) (Variante 01, Réservoir tampon Hamatia)

Réservoir tampon Hamatia																
Année	2021	2022	2023	2024	2025	2026	2027	2028	2029	2030	2031	2032	2033	2034	2035	2036
Total investissements																
6 Millions DA																
Total exploitation Hamatia	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03

Tableau IV.7 : Evaluation des couts d'investissement et d'exploitation jusqu'au période mentionné (en MDA hors taxes) (Variante 01, Conduites/ Tranche 01)

Conduites/ Tranche 01																
Année	2021	2022	2023	2024	2025	2026	2027	2028	2029	2030	2031	2032	2033	2034	2035	2036
Total investissements																
801 Millions DA																
Total exploitation conduit T1	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6

Tableau IV.8 : Evaluation des couts d'investissement et d'exploitation jusqu'au période mentionné (en MDA hors taxes) (Variante 01, Conduites/ Tranche 02)

Conduites/ Tranche 02																
Année	2021	2022	2023	2024	2025	2026	2027	2028	2029	2030	2031	2032	2033	2034	2035	2036
Total investissements																
1862 Millions DA																
Total exploitation conduit T2		3.72	3.72	3.72	3.72	3.72	3.72	3.72	3.72	3.72	3.72	3.72	3.72	3.72	3.72	3.72

Tableau IV.9 : Evaluation des couts d'investissement et d'exploitation jusqu'au période mentionné (en MDA hors taxes) (Variante 01, Récapitulatif des couts)

Récapitulatif des couts																
Année	2021	2022	2023	2024	2025	2026	2027	2028	2029	2030	2031	2032	2033	2034	2035	2036
Total investissements																
Génie civil	860	7	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Equipement	919	27	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Conduites	801	1862	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Total exploitation	110.23	146.6	149.1	151.7	154.2	122.98	125.21	127.44	129.65	131.89	134.11	136.13	138.13	140.14	142.14	144.18

Tableau IV.10 : Cumul des couts sur la période 2021-2036 en MDA

Cumul des couts sur la période 2021-2036 en MDA	
Investissement	4476
Exploitation	2184
Total	6660

Tableau IV.11 : Couts moyen à long terme sur la période 2021-2036 en DA/m³

Couts moyen á long terme sur la période 2021-2036 en DA/m³	
génie civil	0.95
équipement	1.66
conduites	2.93
exploitation	6
CMLT TOTAL	11.54

IV.2.2. Variante 02

Le schéma synoptique de la variante 02 est présenté dans la page suivante, Contrairement à la variante 01 qui recherchait une solution au maximum gravitaire en conservant des vitesses de l'eau relativement faibles pour limiter les pertes de charges (c'est à dire en surdimensionnant au besoin le diamètre de certains tronçons), la présente variante 02 va quant à elle optimiser les diamètres des conduites en cantonnant la vitesse de l'eau (en pointe saisonnière) à des valeurs plus élevées généralement proches de 1.5 m/s quitte lorsque nécessaire à introduire des boosters pour compenser les pertes de charges plus importantes et assurer néanmoins les débits requis.

La variante 02 va donc minimiser le montant des investissements en mettant en œuvre des conduites de diamètres plus petits, mais en contrepartie elle va augmenter le cout énergétique du fonctionnement de l'adduction.

Le tracé est identique à celui de la variante 01, seuls vont changer les diamètres de certains tronçons, les puissances des stations de pompage vers Demamgha Ain Arnat et un booster vers réservoirs Sétif 01 et on verra par ailleurs apparaître quelques boosters supplémentaires.

L'architecture principale du système Ouest, depuis la station de traitement de Mahouane se présente de la manière suivante :

A partir de la station de pompage prévue en sortie de la station de traitement de Mahouane sont prévues 3 lignes de refoulement

- La première vers Aïn Abassa par l'intermédiaire d'un réservoir tampon,
- La seconde vers El Ouricia,
- La troisième vers le réservoir projeté Sétif 2 qui alimentera la partie haute de la ville de Sétif (via le réservoir El Hidab).

Depuis le site de traitement est également prévu un départ gravitaire pour desservir les localités situées au Sud

1. Ligne SP Mahouane - Aïn Abessa

La ligne vers Aïn Abessa est composée de deux tronçons successifs :

- Un premier tronçon en refoulement (DN 315 PEHD, 2'371 ml) qui lie la station de pompage au réservoir-tampon de 250 m³ implanté sur le Djebel Hamatia (RTH),
- Un deuxième tronçon en gravitaire (DN 315 PEHD, 6'542 ml) qui continue jusqu'au futur réservoir d'Aïn Abessa (RAB), en contournant par le Nord Est un massif montagneux, sur des terres agricoles ; un piquage est prévu sur ce tronçon vers Mahouane (réservoir RMH, DN 160 PEHD, 855 ml),

2. Ligne SP Mahouane - El Ouricia

La seconde ligne de refoulement qui part de la station de pompage de Mahouane rejoint en DN 400 PEHD sur un linéaire de 2'802 m le futur site du réservoir d'El Ouricia (ROR), à côté du réservoir surélevé existant.

Cette conduite traverse principalement des terres agricoles.

3. Ligne SP Mahouane - Réservoir Sétif 2

La troisième ligne de refoulement partant de SP Mahouane rejoint en DN 800 et sur un linéaire de 4'438 m le réservoir projeté de Sétif 2, situé sur une colline surplombante Mechtat Sidi Abderahmane.

La première partie du tracé se fait parallèlement à la ligne SP Mahouane – El Ouricia sur environ 1981 m, puis les deux lignes se séparent au niveau du domaine Khoualdi Aissa. La conduite coupe ensuite la RN 98 puis l'oued Ouricia, avant de rejoindre le futur site d'implantation.

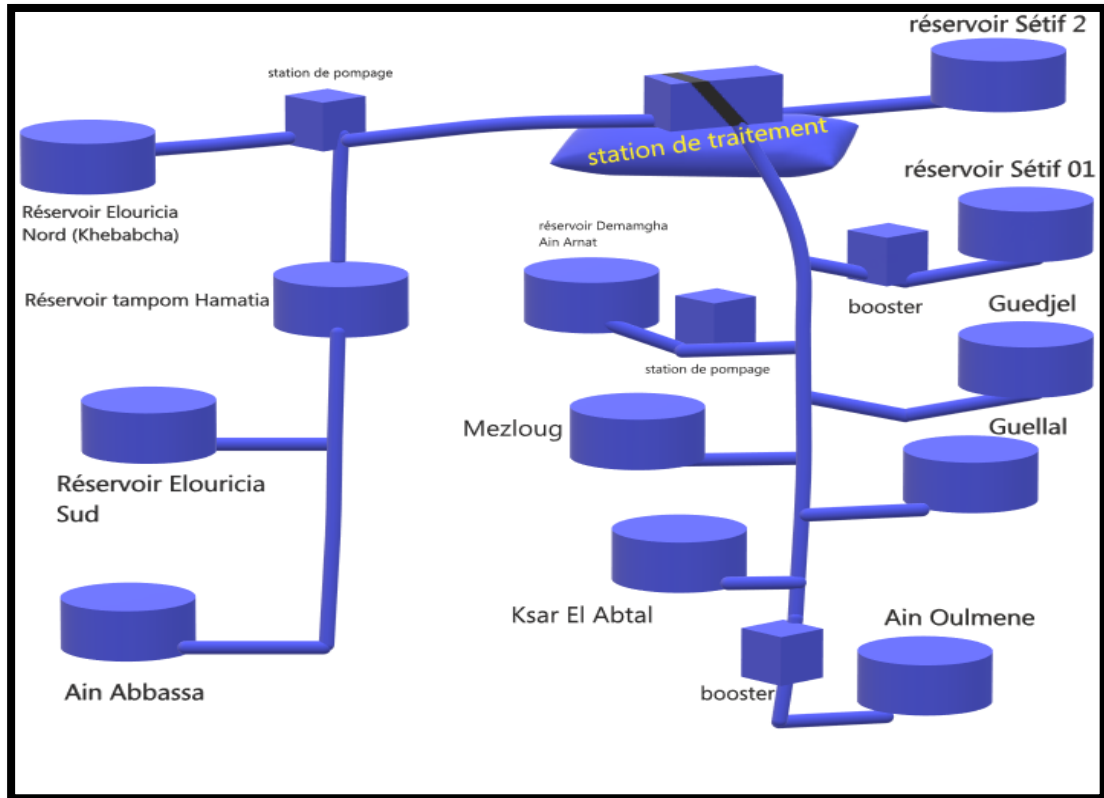


Figure IV.2 : Représentation schématique des réservoirs (Réservoir Sétif 2)

4. Ligne ST Mahouane - Ain Oulmene : DN 700 à DN 1'800, 43'447,39 ml

La ligne gravitaire ST Mahouane - Ain Oulmène peut se décomposer en 7 tronçons successifs :

- **Station de traitement Mahouane vers P1 (piquage vers Sétif) :** DN 1800, 5'357,77 ml La conduite maîtresse quitte la bache d'eau traitée de la station de Mahouane et longe la RN 75 jusqu'au Sud de Cheïkh Laïfa, où un piquage est prévu pour alimenter le réservoir de Sétif 1 via un Booster BS Sétif1. (BS1)
- **P1 vers P2 (piquage vers Ain Arnat) :** DN 1400, 4'247,66 ml Au-delà du piquage vers Sétif, la conduite se dirige vers le Sud jusqu'à la route nationale (RN 5 après le franchissement de la route nationale, un piquage est prévu pour l'alimentation de la ville de Ain Arnat.

- **P2 vers P3 (piquage vers Guedjel) :** DN 1200, 4'425 mlAprès le piquage d'Ain Arnat, la conduite traverse successivement la route nationale (RN 5, 2x2 voies) au niveau du pont sur l'Oued Bou Sellam et ce dernier. Elle rejoint ensuite un chemin communal qu'elle suit jusqu'à l'agglomération de Kernit où un piquage est prévu pour l'alimentation de la ville de Guedjel ; peu avant le piquage, la conduite traverse l'autoroute Est-Ouest.

Suivant la ligne gravitaire qui amène vers Guedjel un piquage est prévu sur ce tronçon vers Mezloug (DN 315, PEHD, 1201 ml)

- **P3 vers P4 :** DN 1000, 17'200,27 mlAprès le piquage de Guedjel la conduite continue sur le chemin communal, jusqu'à l'agglomération de Guellal où un piquage est prévu pour l'alimentation de cette même agglomération.

A l'aval du piquage P4, la conduite traverse successivement l'Oued Bou Sellam et la double voie de chemin de fer Annaba-Alger

- **P4 vers P5 (piquage vers Ksar el Abtal) :** DN 1000, 9'687,31 mlAprès le piquage de Guellal, la conduite principale longe la route nationale (RN 28) jusqu'à l'agglomération de Ksar El Abtal où un piquage est prévu pour l'alimentation de cette même agglomération.
- **P5 vers réservoir Ain Oulmene :** DN 700, 2'529,38 mlAprès ce dernier piquage, la conduite principale continue jusqu'à l'agglomération de Draa el Miad, que l'on évite par le Nord-Ouest.

La conduite traverse alors des terres agricoles et des zones à habitations éparses.

On contourne ensuite l'agglomération d'Ain Oulmene par le Nord-Ouest, puis après la traversée d'un chemin de Wilaya, on rejoint le site du réservoir projeté, situé sur la crête d'un petit massif montagneux (Kef Lahmar). Un booster sera installé aux alentours de 2030 au pied du relief pour permettre l'alimentation du réservoir au débit de projet sur une longueur de 2380,8 ml du piquage 5.

La conduite maîtresse via les divers piquages va desservir les autres communes du sous-système Sud, à savoir, de l'amont vers l'aval :

- **Piquage P1 (Sétif, Réservoir Sétif 1) :** DN 1000 Acier, 4'758,61 mlDu point de piquage situé non loin du rond-point principal de Cheikh Laïfa, la canalisation traverse la route nationale (RN 75) pour joindre le futur Booster (surpresseur) de Sétif (BS1) sur une longueur de 335,38 ml du piquage 1.

De ce Booster projetée, une conduite de refoulement d'un linéaire de 4'423,23 ml ralliera le futur réservoir Sétif 1 (à côté du 2x10000).

- **Piquage P2** (Ain Arnat et Réservoir Sétif 3) : DN 600 Acier, 6'098 ml La canalisation traverse dans un premier temps l'Oued Bouselam puis longe la route nationale (RN 5) qu'elle traverse à proximité d'un pool universitaire, et emprunte des terres agricoles, cette conduite coupe successivement une route secondaire et la double voie d'évitement de la ville de Sétif pour rejoindre la colline de Demmagha, où seront implantés les futurs réservoirs d'Ain Arnat et de Sétif 3 (2x3000) déjà en construction. Notons enfin qu'une station de pompage sera installée sur cette conduite à 1'770 ml du piquage.
- **Piquage P3 (Guedjel)** : DN 600 et 400 Acier, 16'573,03 ml Au niveau de la localité de Kernit, la canalisation traverse l'oued Bouselam et une route départementale. Elle se dirige ensuite globalement vers le Sud-Est en suivant les pistes d'exploitation agricole. Au PK 1'850, elle traverse la route nationale (RN 28) puis 900 mètres plus loin elle traverse la voie de chemin de fer Annaba-Alger. Par la suite cette conduite suit les pistes d'exploitation agricole en passant à proximité de nombreuses mechtas (Bouregghda, Aïouadi Laïd, Chellala, etc.) jusqu'à l'agglomération de Guedjel. Pour éviter l'agglomération de Guedjel la conduite traverse le chemin de Wilaya (CW 113) puis la route nationale (RN 5) pour enfin rejoindre le site du futur réservoir (à côté du réservoir surélevé existant).
- **Piquage P7 (Mezloug)** : DN 315 PEHD, 1'201 ml Cette conduite sort après un linéaire de 3'268,63 ml du piquage 4 et suit la voie de chemin de fer Annaba-Alger pour rejoindre le site du futur réservoir, à côté du réservoir surélevé existant.
- **Piquage P4 (Guellal)** : DN 315 PEHD, 453 ml Ce piquage se fera à la limite sud de l'agglomération de Guellal ; la conduite projetée traverse la route nationale (RN 28) puis un lotissement pour rejoindre le terrain du futur site de stockage, à côté du réservoir surélevé de Guellal-Centre.
- **Piquage P5 (Ksar El Abtal)** : DN 400 PEHD, 2'443 ml Le piquage se fera au niveau de la route nationale (RN 28). La conduite projetée traverse quelques terres agricoles puis le centre de l'agglomération et rejoint le site du futur réservoir, à côté du réservoir surélevé de Ksar El Abtal.

On notera que ce système d'adduction augmente le nombre de stations de pompage par rapport à la variante 01, et que, hormis pour le sous-système nord qui est identique pour les 2 variantes, les puissances des stations de pompes et boosters déjà présent dans la variante 01 ont augmenté dans la présente variante 02.

Voici la liste complète des stations de pompage et boosters avec la puissance maximum appelée :

- ✓ Station de Mahouane, refoulement vers Ain Abbassa (150KVA).
- ✓ Station de Mahouane, refoulement vers Elouricia(30 KVA).
- ✓ Station de Mahouane, refoulement vers Sétif 2 (1050 KVA).
- ✓ Station de pompage refoulant vers Demamgha/Ain Arnat (75 KVA).
- ✓ Booster vers Sétif 1 (70 KVA).
- ✓ Booster vers Ain Oulmène (290 KVA).

IV.2.2.1. Evaluation des couts d'investissements et d'exploitations

En utilisant la même méthode appliquée dans la variante 01, les résultats sont mentionnés dans le tableau suivant :

Tableau IV.12 : Evaluation des couts d'investissement et d'exploitation jusqu'au période mentionné (en Millions DA hors taxes) (Variante 02, Station de Traitement (ST) Mahouane)

Station de Traitement ST Mahouane																
Année	2021	2022	2023	2024	2025	2026	2027	2028	2029	2030	2031	2032	2033	2034	2035	2036
volume moyen traitée (m3/j)	37293	68602	70514	72427	74339	53081	54774	56467	58161	59854	61547	63039	64531	66023	67515	69007
Investissement : génie civil																
757 Millions DA																
Equipement																
619 Millions DA																
Total investissements																
1376 Millions DA																
Exploitation																
Dont : personnel	20.64	20.64	20.64	20.64	20.64	20.64	20.64	20.64	20.64	20.64	20.64	20.64	20.64	20.64	20.64	20.64
Consommables	25.66	47.2	48.51	49.83	51.15	36.52	37.68	38.85	40.01	41.18	42.34	43.37	44.4	45.42	46.45	47.48
Energie	4.62	8.5	8.73	8.97	9.21	6.57	6.78	6.99	7.2	7.41	7.62	7.81	7.99	8.18	8.36	8.55
Evacuation des boues	0.51	0.94	0.97	1	1.02	0.73	0.75	0.78	0.8	0.82	0.85	0.87	0.89	0.91	0.93	0.95
Maintenances et autres	25.77	30.08	30.34	30.61	30.87	27.94	28.18	28.41	28.64	28.88	29.11	29.31	29.52	29.72	29.93	30.14
Total exploitation ST Mahouane	77.2	107.36	109.19	111.05	112.89	92.4	94.03	95.67	97.29	98.93	100.56	102	103.44	104.87	106.31	107.76

Tableau IV.13 : Evaluation des coûts d'investissement et d'exploitation jusqu'au période mentionné (en MDA hors taxes) (Variante 02, Station de Pompage (SP) Mahouane)

Station de Pompage (SP) Mahouane																
Année	2021	2022	2023	2024	2025	2026	2027	2028	2029	2030	2031	2032	2033	2034	2035	2036
Volume moyen pompé (m3/j)	821	974	1127	1279	1432	1585	1729	1873	2018	2162	2306	2446	2586	2725	2865	3005
Dont vers Ain Abbassa	635	777	919	1059	1201	1343	1479	1615	1752	1888	2024	2158	2292	2425	2559	2693
Elouricia	186	197	208	220	231	242	250	258	266	274	282	288	294	300	306	312
Investissement : génie civil																
0 Millions DA																
Equipement																
74 Millions DA																
Total investissements																
74 Millions DA																
Exploitation																
Energie	0.68	0.8	0.93	1.06	1.18	1.31	1.43	1.55	1.67	1.79	1.91	2.03	2.14	2.26	2.37	2.49
Maintenances et autres	2.51	2.56	2.61	2.67	2.72	2.77	2.82	2.87	2.93	2.98	3.03	3.08	3.12	3.17	3.22	3.27
Total exploitation SP Mahouane	3.19	3.36	3.54	3.73	3.9	4.08	4.25	4.42	4.6	4.77	4.94	5.11	5.26	5.43	5.59	5.76

Tableau IV.14 : Evaluation des couts d'investissement et d'exploitation jusqu'au période mentionné (en MDA hors taxes) (Variante 02, Station de Pompage (SP) Sétif)

Station de Pompage (SP) Sétif																
Année	2021	2022	2023	2024	2025	2026	2027	2028	2029	2030	2031	2032	2033	2034	2035	2036
Volume moyen pompé (m3/j)	36472	37387	38302	39217	40132	19257	20026	20795	21563	22332	23101	23849	24596	25344	26091	26839
Investissement : génie civil																
114 millions DA																
Equipement																
267 millions DA																
Total investissements																
381 millions DA																
Exploitation																
Energie	16.46	16.87	17.29	17.7	18.11	8.69	9.04	9.39	9.73	10.08	10.43	10.76	11.1	11.44	11.78	12.11
Maintenances et autres	17.42	17.57	17.72	17.87	18.02	14.59	17.72	14.85	14.97	15.1	15.22	15.35	15.47	15.59	15.72	15.84
Total exploitation SP Sétif	33.88	34.44	35.01	35.57	36.13	23.28	26.76	24.24	24.7	25.18	25.65	26.11	26.57	27.03	27.5	27.95

Tableau IV.15 : Evaluation des couts d'investissement et d'exploitation jusqu'au période mentionné (en MDA hors taxes) (Variante 02, Booster Demamgha)

Booster Demamgha																
Année	2021	2022	2023	2024	2025	2026	2027	2028	2029	2030	2031	2032	2033	2034	2035	2036
Volume moyen pompé (m3/j)		3214	3387	3559	3732	2524	2646	2769	2891	3014	3136	3247	3358	3470	3581	3692
Investissement : génie civil																
9 Millions DA																
Equipement																
36 Millions DA																
Total investissements																
45 Millions DA																
Exploitation																
Energie	0	0.73	0.77	0.81	0.85	0.57	0.6	0.63	0.66	0.68	0.71	0.74	0.76	0.79	0.81	0.84
Maintenances et autres		1.84	1.87	1.9	1.92	1.74	1.76	1.77	1.79	1.81	1.83	1.85	1.86	1.88	1.9	1.92
Total exploit Booster Demamgha		2.57	2.64	2.71	2.77	2.31	2.36	2.4	2.45	2.49	2.54	2.59	2.62	2.67	2.71	2.76

Tableau IV.16 : Evaluation des couts d'investissement et d'exploitation jusqu'au période mentionné (en MDA hors taxes) (Variante 02, Booster Ain Oulmene)

Booster Ain Oulmene																
Année	2021	2022	2023	2024	2025	2026	2027	2028	2029	2030	2031	2032	2033	2034	2035	2036
Volume moyen pompé (m3/j)		16481	16719	16956	17194	17432	17665	17898	18132	18365	18598	18782	18965	19149	19332	19516
Investissement : génie civil																
28 Millions DA																
Equipement																
109Millions DA																
Total investissements																
137 Millions DA																
Exploitation																
Energie		3.41	3.46	3.51	3.56	3.61	3.66	3.7	3.75	3.8	3.85	3.89	3.92	3.96	4	4.04
Maintenances et autres		6.07	6.1	6.12	6.15	6.18	6.21	6.24	6.26	6.29	6.32	6.34	6.36	6.38	6.41	6.43
Total exploit Booster Ain Oulmene		9.48	9.56	9.63	9.71	9.79	9.87	9.94	10.01	10.09	10.17	10.23	10.28	10.34	10.41	10.47

Tableau IV.17 : Evaluation des couts d'investissement et d'exploitation jusqu'au période mentionné (en MDA hors taxes) (Variante 02, Booster Guedjal)

Booster Guedjal																
Année	2021	2022	2023	2024	2025	2026	2027	2028	2029	2030	2031	2032	2033	2034	2035	2036
Volume moyen pompé (m3/j)		2579	2814	3048	3283	3518	3748	3977	4207	4436	4666	4791	4916	5040	5165	5290
Total investissements																
44 Millions DA																
Dont : génie civil																
9 Millions DA																
Equipement																
35 Millions DA																
Exploitation																
Energie		0.26	0.28	0.3	0.33	0.35	0.37	0.4	0.42	0.44	0.46	0.48	0.49	0.5	0.51	0.53
Maintenances et autres		1.67	1.7	1.73	1.77	1.8	1.83	1.86	1.89	1.92	1.95	1.97	1.99	2	2.02	2.04
Total exploit Booster Guedjal		1.93	1.98	2.03	2.1	2.15	2.2	2.26	2.31	2.36	2.41	2.45	2.48	2.5	2.53	2.57

Tableau IV.18 : Evaluation des couts d'investissement et d'exploitation jusqu'au période mentionné (en MDA hors taxes) (Variante 02, Réservoir tampon Hamatia)

Réservoir tampon Hamatia																
Année	2021	2022	2023	2024	2025	2026	2027	2028	2029	2030	2031	2032	2033	2034	2035	2036
Total investissements																
6 Millions DA																
Total exploitation Hamatia	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03

Tableau IV.19 : Evaluation des couts d'investissement et d'exploitation jusqu'au période mentionné (en MDA hors taxes) (Variante 02, Conduites/ Tranche 01)

Conduites/ Tranche 01																
Année	2021	2022	2023	2024	2025	2026	2027	2028	2029	2030	2031	2032	2033	2034	2035	2036
Total investissements																
633 Millions DA																
Total exploitation conduit T1	1.27	1.27	1.27	1.27	1.27	1.27	1.27	1.27	1.27	1.27	1.27	1.27	1.27	1.27	1.27	1.27

Tableau IV.20 : Evaluation des coûts d'investissement et d'exploitation jusqu'au période mentionné (en MDA hors taxes) (Variante 02, Conduites/ Tranche 02)

conduites/ Tranche 02																
Année	2021	2022	2023	2024	2025	2026	2027	2028	2029	2030	2031	2032	2033	2034	2035	2036
Total investissements																
1461																
Total exploitation conduit T2		2.92	2.92	2.92	2.92	2.92	2.92	2.92	2.92	2.92	2.92	2.92	2.92	2.92	2.92	2.92

Tableau IV.21 : Evaluation des coûts d'investissement et d'exploitation jusqu'au période mentionné (en MDA hors taxes) (Variante 02, Récapitulatif des coûts)

Récapitulatif des coûts																
Année	2021	2022	2023	2024	2025	2026	2027	2028	2029	2030	2031	2032	2033	2034	2035	2036
Total investissements	2470	1687	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Génie civil	877	46	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Equipement	960	180	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Conduites	633	1461	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Total exploitation	115.57	163.36	166.14	168.94	171.72	138.23	140.69	143.15	145.58	148.04	150.49	152.71	154.87	157.06	159.27	161.49

Tableau IV.22: Cumul des couts sur la période 2021-2036 en MDA

Cumul des couts sur la période 2021-2036 en MDA	
Investissement	4157
Exploitation	2437
Total	6594

Tableau IV.23 : Couts moyen à long terme sur la période 2021-2036 DA/m3

Couts moyen á long terme sur la période 2021-2036 en DA/m3	
Génie civil	1.01
Equipement	2
Conduites	2.3
Exploitation	6.7
CMLT TOTAL	12.01

IV.2.3. Synthèse et conclusion

Tableau IV.24 : Comparaison entre la variante 01 et la variante02

Variante 01	Variante 02
Recherche d'une solution a consommation d'énergie minimale, aux besoins en surdimensionnant le diamètre des conduites pour limiter les pertes de charges.	Optimisation du diamètre des conduites, avec des vitesses de l'eau s'approchant si possible de 1.5 m/s. Cette option imposera des pompages supplémentaires.
Avantages : <ul style="list-style-type: none"> Moindre consommation énergétique, d'où une empreinte carbone plus faible. Les conduites étant largement dimensionnées, le système est capable de faire face à une demande en eau supérieure à la limite de celle de la variante 02 	Avantages : <ul style="list-style-type: none"> Cout d'investissement moins élevé
Inconvénients : <ul style="list-style-type: none"> Cout d'investissement plus élevé 	Inconvénients : <ul style="list-style-type: none"> Consommation énergétique plus forte Les diamètres des conduites étant plus petits, le système sera rapidement saturé que celui de la variante 01. Néanmoins, il est quand même capable de satisfaire les besoins au-delà de 2050, en augmentant la puissance des pompages.

En résumant : le cout d'investissement est effectivement plus élevé pour la variante 01 que pour la variante 02 de 7%.

Par contre le cout moyen à long terme du mètre cube d'eau produit sur la période 2021-2036 qui englobent les couts d'investissements et les frais d'exploitations, est légèrement plus faible pour la variante 01 (11.54 DA/M3 D'eau traité contre 12.01 DA/m3 pour la variante 02).

De plus si on considère que le cout d'énergie risque d'augmenter dans l'avenir plus rapidement que les autres prix (ce qui est probable) l'écart entre les CMLT des variantes 1 et 2 va devenir encore plus important que celui déterminé auparavant.

IV.2.4. Variante à retenir

Le choix de la variante se base sur l'estimation du cout et aussi le côté technique du projet, donc la variante retenue pour le dimensionnement est la variante 02, car elle est technico-économique.

Schéma complet :

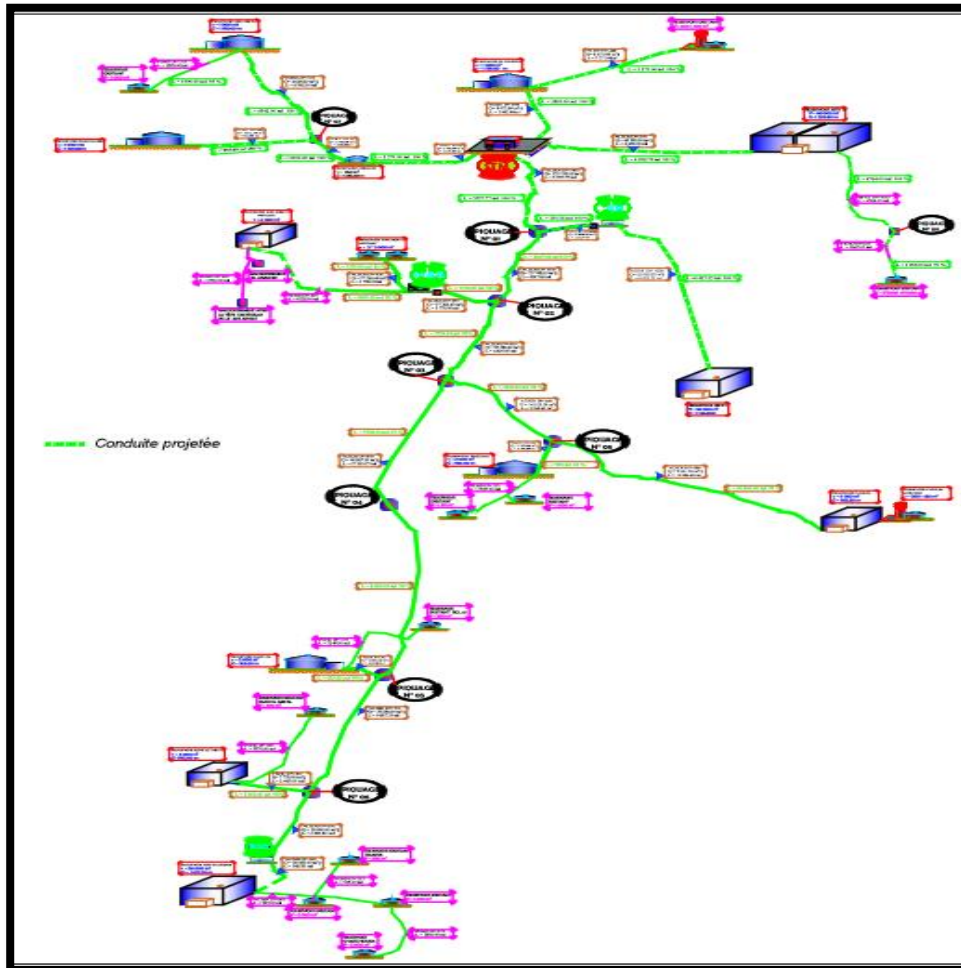


Figure IV.3 : Représentation schématique de la Variante à retenir.

➤ Première partie du schéma synoptique de la variante retenue :

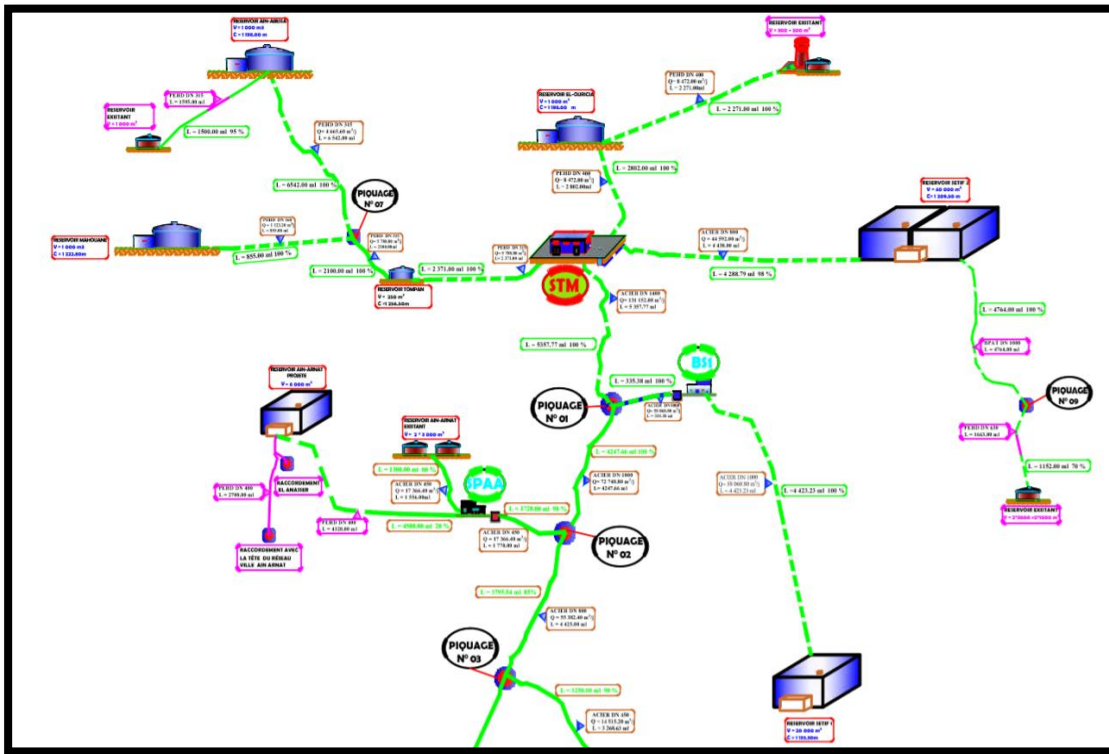


Figure IV.4 : schéma synoptique de la variante retenue (1^{er} partie)

➤ Et la deuxième partie :

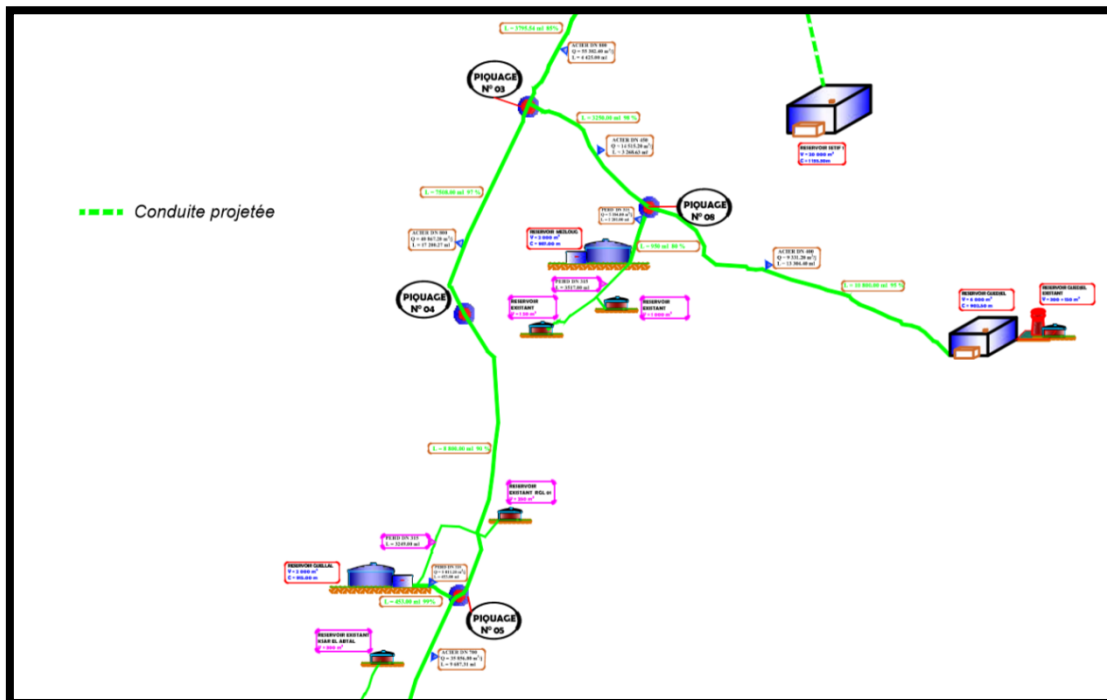


Figure IV.5 : schéma synoptique de la variante retenue (2^{ème} partie)

➤ Troisième partie :

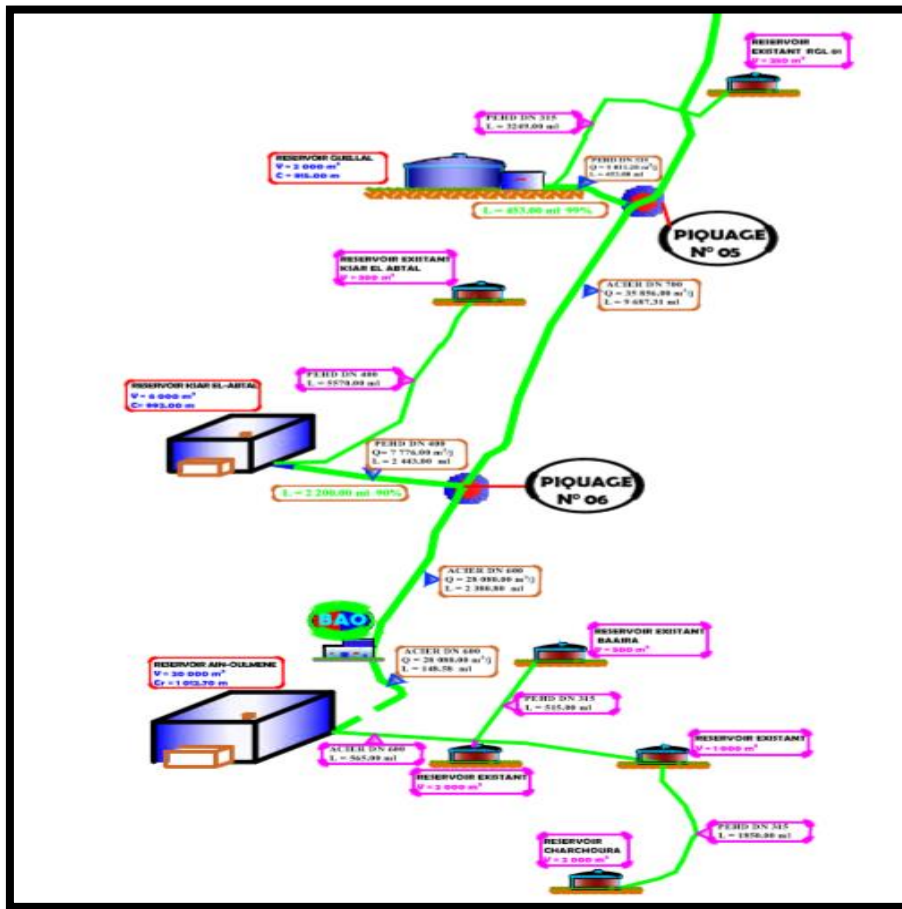


Figure IV.6 : schéma synoptique de la variante retenue (3ème partie)

IV.3. Etude de l'Adduction par refoulement

Après une étude technique sur le choix du tracé. La détermination du diamètre de l'adduction par refoulement se fait moyennant les conditions économiques.

Donc pour le calcul du diamètre économique on utilise généralement deux méthodes, selon l'importance du projet :

IV.3.1. Petits projets

Nous appliquons la formule de Vibert, valable pour les petits et moyens diamètres nominaux, et les faibles longueurs :

$$D = 1.547 * (e/f)^{0,154} * Q^{0,46} \quad \text{(IV.1)} \quad \text{(dans le cas d'un pompage continu)}$$

Où :

F : est le prix de la conduite posée en DA/kg.

E : prix du KWh en DA.

Le coefficient 1.547 tient compte d'un taux d'amortissement de 8% pendant 50 ans.

IV.3.2. Grands projets

Pour les grandes longueurs et les diamètres importants, il faut une étude économique détaillée. Le diamètre retenu sera celui correspondant à un coût annuel minimal (amortissement de l'investissement + frais d'exploitation). En plus des pertes de charge, il convient par conséquent de vérifier sa compatibilité avec les phénomènes éventuels de :

- Coups de bélier,
- Cavitation,
- Abrasion.

Dans notre cas, pour le calcul des diamètres économiques des conduites de refoulement, nous avons choisi une gamme de diamètres parmi lesquels nous opterons pour celui qui présentera les frais les moins élevés. L'application des formules de Bresse et Bonin citées ci-dessous ne nous donne qu'une idée approximative (diamètre calculé) sur les diamètres économiques à cause des longueurs importantes des adductions et de l'influence des pertes de charge.

Le diamètre de la première approximation est donné comme suit :

FORMULE DE BRESSE : Déco = 1.5 * Q (IV.2)

FORMULE DE BONIN : Déco = (Q)^(1/2). (IV.3)

Avec :

Q en m³/s.

Toutes les formules utilisées dans le calcul des diamètres économiques seront mentionnées ci-dessous :

IV.3.3. Calcul des pertes de charges linéaires

La formule universelle de Darcy Weisbach donne :

$$\Delta HL = \frac{16 * \lambda * Le * Q^2}{(2 * \Pi^2 * g * D^5)}$$

.....(IV.5)

Avec :

ΔHL: Pertes de charge linéaires en (m)

Le coefficient de frottement λ est donné par la formule de Nikuradze ou de Colebroke .

Pour notre cas on a travaillé avec colebrook .

IV.3.4 Pertes de charges singulières

Pour le dimensionnement des adductions les singularités sont estimées entre 10% et 15 % des pertes de charge linéaires.

Dans notre cas, nous prenons :

$$\Delta H_S = 0.1 * \Delta H_L \quad (\text{IV.6})$$

- **Hauteur manométrique totale :**

Nous pouvons écrire : $HMT = \Delta H_S + \Delta H_L + H_g$. (IV.7)

- **Puissance absorbée par la pompe :**

C'est la puissance fournie à la pompe, définie comme suit (M. CARLIER, 1998)

$$P = (\rho * g * Q * HMT) / \eta \quad (\text{IV.8})$$

Avec :

η : rendement de la pompe en (%)

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

g : pesanteur (9.81 m/s²)

Energie consommée par la pompe :

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

Avec :

t : c'est le temps de pompage par jour en (heure) ; dans notre cas nous fixons t a $t = 22h$

P : puissance de la pompe en (KW).

IV.3.5. Frais d'exploitation

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

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

Avec :

E : énergie consommée par la pompe en (KWh) ;

e : prix unitaire d'un KWh imposé par la Sonelgaz en DA.

Tableau IV.25 : Frais d'exploitation

Périodes	Horaires	Nombre d'heures	Prix du KWh d'énergie
		(H)	(DA)
Heures planes	06h-17h	11	1.615
Heures de pointes	17h-21h	4	7.267
Heures creuses	21h-6h	9	0.853

Dans notre cas on prend $e = 4.67$ DA selon SONELGAZ.

IV.3.6. Frais d'amortissements

Les frais d'amortissement de la conduite qui augmentent avec le diamètre de la canalisation sont donnés par la formule suivante :

$$F_{am} = Pr_c * A \text{ [DA]} \quad (\text{IV.11})$$

Avec :

Pr_c: Prix de la conduite en (DA)

A: Amortissement annuel, Il est donné par la formule Ci-dessous:

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

Avec:

i : Taux d'annuité annuel, $i = 8\%$

n: nombre d'années d'amortissement, $n = 29$ ans

A.N:

$$A = (i / ((i+1)^n - 1)) + i = A = (0.08 / ((0.08+1)^{29} - 1)) + 0.08 = 0.0896.$$

Les prix du mètre linéaire des conduites en Acier et PEHD sont donnés dans les tableaux de calcul.

IV.3.7. Calcul Hydraulique

Voici les tronçons de refoulement calculé comme suit :

- a) **Tronçon N01** : de la station de traitement Mahouane vers le réservoir de stockage RS2 (STM – RS2)

Pour déterminer les frais d'exploitation, il faut d'abord rechercher les pertes de charge dans les différents diamètres pour $Q = 44592 \text{ m}^3/\text{j} = 516.11 \text{ l/s}$ sur une longueur de 4443 m et les ajouter à la hauteur géométrique $H_g = 1213.6 - 1065 = 148.6 \text{ m}$ (1213.6 c'est la cote du trop-plein du réservoir 20 000 m³, et 1065 c'est la cote du niveau de la station de traitement). Pour cette différence les pertes de charge sur l'aspiration sont très faibles en général donc elles seront négligées. Calcul du diamètre préliminaire en utilisant la formule de Bonin

$$D = (Q)^{1/2} = (0.51611)^{1/2} = 0.718 \text{ m.}$$

Comme on a mentionné auparavant dans le tableau de plage d'utilisation des conduites, pour ce tronçon on utilise **l'Acier** vu que le diamètre tourne autour des 718 mm

- Pour le calcul économique des frais d'exploitation, nous proposons une gamme de diamètres normalisés qui tourne autour du diamètre calculé par l'approche du BONIN selon les tableaux :

Tableau IV.26 : STM-RS2 Refoulement

Debit (M/s)	Diametre	V	L	PRTE Line	Perte tot	Hg	HMT
0.51611111	500	2.62	4443	39.12754114	44.99667231	148.6	193.596672
0.51611111	600	1.82	4443	15.72448123	18.08315342	148.6	166.683153
0.51611111	700	1.34	4443	7.333358397	8.433362157	148.6	157.033362
0.51611111	800	1.02	4443	3.791196994	4.359876544	148.6	152.959877
0.51611111	900	0.81	4443	2.136976412	2.457522874	148.6	151.057523

- Et pour les frais d'exploitation on trouve :

Tableau IV.27 : STM-RS2 Refoulement (les frais d'exploitation)

Diamètre	P(K Watt)	E(KWh)	Fexploit
500	1195.35321	8726078.43	40750786.3
600	1029.177	7512992.1	35085673.1
700	969.594834	7078042.29	33054457.5
800	944.443296	6894436.06	32197016.4
900	932.697306	6808690.34	31796583.9

- Et finalement pour les frais d’amortissement on prend la même gamme des diamètres et on évalue le cout du linéaire des conduites à poser en ayant le prix unitaire du mètre linéaire.

Le tableau suivant montre les résultats trouvés :

Tableau IV.28 : STM-RS2 Refoulement (les frais d’Amortissement)

Diametre	Prix de ml	L	Famort(DA)	A
500	15600	4443	6211532.358	0.0896
600	17325	4443	6898384.494	0.0896
700	18200	4443	7246787.751	0.0896
800	17989.48	4443	7162963.918	0.0896
900	20881.08	4443	8314327.19	0.0896

- **Bilan des couts :** (Exploitation - amortissement)

Tableau IV.29 : STM-RS2 Refoulement (Le Bilan)

Famort(DA)	Fexploit	Bilan
6211532.36	40750786.3	46962318.62
6898384.49	35085673.1	41984057.6
7246787.75	33054457.5	40301245.25
7162963.92	32197016.4	39359980.33
8314327.19	31796583.9	40110911.06

- ✓ Donc d’après le bilan, le diamètre économique est : DN= 800 mm

b) Tronçon N02 : de la station de traitement Mahouane vers le réservoir de tampon El-Hamatia (STM – RTH)

Pour déterminer les frais d’exploitation, il faut d’abord rechercher les pertes de charge dans les différents diamètres pour $Q = 67 \text{ l/s}$ sur une longueur de 2371 ml et les ajouter à la hauteur géométrique $H_g = 1262 - 1065 = 197 \text{ m}$ (1262 c’est la côte du trop-plein du réservoir tampon 250 m³, et 1065 c’est la côte de la station de traitement). Pour cette différence les

pertes de charge sur l'aspiration sont très faibles en général donc elles seront négligées.

Calcul du diamètre préliminaire en utilisant la formule de Bonin

$$D = (Q)^{1/2} = (0.067)^{1/2} = 0.258 \text{ m.} \quad \text{(IV.13)}$$

Et comme on a mentionné auparavant dans le tableau de plage d'utilisation des conduites, pour ce tronçon on utilise **le PEHD** vu que le diamètre tourne autour les 258 mm

- Pour le calcul économique des frais d'exploitation, nous proposons une gamme de diamètres normalisés qui tourne autour du diamètre calculé par l'approche du BONIN selon les tableaux :

Tableau IV.30 : STM-RTH Refoulement

Debit (M/s)	Diametre	V	L	PRTE DE	Perte totale	Hg	HMT
0.067	160	3.32	2371	110.742675	127.3541	197	324.3540768
0.067	200	2.13	2371	37.6627114	43.31212	197	240.3121181
0.067	250	1.36	2371	12.7917303	14.71049	197	211.7104899
0.067	315	0.86	2371	4.19807256	4.827783	197	201.8277834
0.067	400	0.53	2371	1.33159678	1.531336	197	198.5313363

- Et pour les frais d'exploitation on trouve :

Tableau IV.31 : STM-RTH Refoulement (les frais d'exploitation)

Diametre	P(K Watt)	E(KWh)	Fexploit
160	259.985615	1897894.99	8863169.59
200	192.621885	1406139.76	6566672.69
250	169.696285	1238782.88	5785116.05
315	161.774814	1180956.14	5515065.17
400	159.13255	1161667.62	5424987.78

- Et finalement pour les frais d'amortissement on prend la même gamme des diamètres et on évalue le cout du linéaire des conduites à poser en ayant le prix unitaire du mètre linéaire.

Le tableau suivant montre les résultats trouvés :

Tableau IV.32 : STM-RTH Refoulement (les frais d'Amortissement)

Diametre	Prix de ml	L	Famort(DA)	A
160	1 784.94	2371	379273.951	0.0896
200	1 990.26	2371	422901.484	0.0896
250	2 497.80	2371	530746.398	0.0896
315	3400	2371	722450.858	0.0896
400	4200.76	2371	892600.78	0.0896

➤ **Bilan des couts :** (Exploitation - amortissement)

Tableau IV.33 : STM-RS2 Refoulement (Le Bilan)

Famort(DA)	Fexplo	Bilan
379273.9515	8863169.591	9242443.543
422901.48	6566672.689	6989574.173
530746.3982	5785116.051	6315862.449
722450.8583	5515065.173	6237516.032
892600.7846	5424987.779	6317588.564

✓ Donc d'après le bilan, le diamètre économique est : DN =315 mm.

c) **Tronçon N03 :** de la station de traitement Mahouane vers le réservoir de stockage El-Ouricia (STM – ROR)

Pour déterminer les frais d'exploitation, il faut d'abord rechercher les pertes de charge dans les différents diamètres pour $Q = 98.06$ l/s sur une longueur de 2802 ml et les ajouter à la hauteur géométrique $H_g = 1205.5 - 1065 = 140.5$ m (1205.5 c'est la côte du trop-plein du réservoir ROR, et 1065 c'est la côte de la station de traitement). Pour cette différence les pertes de charge sur l'aspiration sont très faibles en général donc elles seront négligées. Calcul du diamètre préliminaire en utilisant la formule de Bonin

$$D = (Q)^{1/2} = (0.09806)^{1/2} = 0.313 \text{ m. (IV.14)}$$

Et comme on a mentionné auparavant dans le tableau de plage d'utilisation des conduites, pour ce tronçon on utilise **le PEHD** vu que le diamètre tourne autour les 313 mm

- Pour le calcul économique des frais d'exploitation, nous proposons une gamme de diamètres normalisés qui tourne autour du diamètre calculé par l'approche du BONIN selon les tableaux :

Tableau IV.34 : STM-POR Refoulement

Debit (M/s)	Diamètre	V	L	PRTE DE	Perte totale	Hg	HMT
0.098055556	200	3.112875	2802	89.0701874	102.430715	140.5	242.9307
0.098055556	250	1.99224	2802	30.3266174	34.87561	140.5	175.3756
0.098055556	315	1.254875	2802	9.90828961	11.394533	140.5	151.8945
0.098055556	400	0.778219	2802	3.13137377	3.60107984	140.5	144.1011
0.098055556	500	0.49806	2802	1.06884225	1.22916859	140.5	141.7292

- Et pour les frais d'exploitation on trouve :

Tableau IV.35 : STM-POR Refoulement (les frais d'exploitation)

Diamètre	P(K Watt)	E(KWh)	Fexplo
200	284.977	2080332	9715150.4
250	205.7295	1501825	7013524.1
315	178.1843	1300746	6074481.9
400	169.042	1234007	5762810.5
500	166.2595	1213695	5667954.3

- Et finalement pour les frais d'amortissement on prend la même gamme des diamètres et on évalue le cout du linéaire des conduites à poser en ayant le prix unitaire du mètre linéaire.

Le tableau suivant montre les résultats trouvés :

Tableau IV.36 : STM-RTH Refoulement (les frais d'Amortissement)

Diametre	Prix de ml	L	Famort(DA)	A
200	1990.26	2802	499776.448	0.08961854
250	2497.8	2802	627225.393	0.08961854
315	3400	2802	853777.86	0.08961854
400	4200.76	2802	1054857.61	0.08961854
500	13 097.35	2802	3288890.43	0.08961854

➤ **Bilan des couts** : (Exploitation - amortissement)

Tableau IV.37 : STM-RS2 Refoulement (Le Bilan)

Famort(DA)	Fexploit	Bilan
499776.45	9715150.4	10214926.88
627225.39	7013524.1	7640749.514
853777.86	6074481.9	6928259.775
1054857.6	5762810.5	6817668.069
3288890.4	5667954.3	8956844.724

✓ Donc d'après le bilan, le diamètre économique est : DN= 400 mm

d) Tronçon N04 : du Booster 01 vers le réservoir de stockage Sétif 01 (BS1 – RS1)

Pour déterminer les frais d'exploitation, il faut d'abord rechercher les pertes de charge dans les différents diamètres pour $Q = 672$ l/s sur une longueur de 4423.23 ml et les ajouter à la hauteur géométrique $H_g = 1138.2 - 1020.49 = 117.71$ m (1138.2 c'est la côte du trop-plein du réservoir RS1, et 1020.49 c'est la côte Du Booster BS1). Pour cette différence les pertes de charge sur l'aspiration sont très faibles en général donc elles seront négligées. Calcul du diamètre préliminaire en utilisant la formule de Bonin

$$D = (Q)^{1/2} = (0.672)^{1/2} = 0.819 \text{ m.} \quad \text{(IV.15)}$$

Et comme on a mentionné auparavant dans le tableau de plage d'utilisation des conduites, pour ce tronçon on utilise **l'Acier** vu que le diamètre tourne autour les 819 mm

- Pour le calcul économique des frais d'exploitation, nous proposons une gamme de diamètres normalisés qui tourne autour du diamètre calculé par l'approche du BONIN selon les tableaux :

Tableau IV.38 : BS1-RS1

Débit (M/s)	Diametre	V	L	PRTE DE	perte totale	Hg	HMT
0.672	800	1.333333	4423.23	6.19716529	7.12674008	117.71	124.8367
0.672	900	1.053498	4423.23	3.46694571	3.98698757	117.71	121.697
0.672	1000	0.853333	4423.23	2.06370642	2.37326239	117.71	120.0833
0.672	1200	0.592593	4423.23	0.8492619	0.97665119	117.71	118.6867
0.672	1400	0.435374	4423.23	0.39906265	0.45892204	117.71	118.1689

- Et pour les frais d'exploitation on trouve :

Tableau IV.39 : BS1-RS1 (les frais d'exploitation)

Diamètre	P(K Watt)	E(KWh)	Fexploit
800	1003.614	7326384	34214216
900	978.3725	7142120	33353698
1000	965.3991	7047414	32911422
1200	954.1712	6965450	32528650
1400	950.009	6935065	32386755

- Et finalement pour les frais d'amortissement on prend la même gamme des diamètres et on évalue le cout du linéaire des conduites à poser en ayant le prix unitaire du mètre linéaire.

Le tableau suivant montre les résultats trouvés :

Tableau IV.40 : BS1-RS1 (les frais d'Amortissement)

Diamètre	Prix de ml	L	Famort(DA)	A
800	17989.48	4423.23	7131090.91	0.08961854
900	20881.08	4423.23	8277330.96	0.08961854
1000	25425.17	4423.23	10078623.6	0.08961854
1200	28083.03	4423.23	11132208.4	0.08961854
1400	46 116.20	4423.23	18280618.1	0.08961854

➤ **Bilan des couts :** (Exploitation - amortissement)

Tableau IV.41 : BS1-RS1 (le Bilan)

Famort(DA)	Fexplo	Bilan
7131090.91	34214216	41345306.52
8277330.96	33353698	41631029.31
10078623.6	32911422	42990045.63
11132208.4	32528650	43660858.76
18280618.1	32386755	50667373.63

✓ Donc d'après le bilan, le diamètre économique est : DN = 1000 mm

e) **Tronçon N05 :** de la station de pompage d'Ain Arnat vers le réservoir de stockage à projeter (SPAA-RAA à projeter)

Pour déterminer les frais d'exploitation, il faut d'abord rechercher les pertes de charge dans les différents diamètres pour $Q = 84.04$ l/s sur une longueur de 4328 ml et les ajouter à la hauteur géométrique $H_g = 1120.95 - 1044.6 = 76.35$ m (1120.95 c'est la côte du trop-plein du réservoir à projeter, et 1044.6 c'est la côte de la station de pompage SPAA). Pour cette différence les pertes de charge sur l'aspiration sont très faibles en général donc elles seront négligées. Calcul du diamètre préliminaire en utilisant la formule de Bonin

$$D = (Q)^{1/2} = (0.084)^{1/2} = 0.289 \text{ m.} \quad (\text{IV.16})$$

Et comme on a mentionné auparavant dans le tableau de plage d'utilisation des conduites, pour ce tronçon on utilise **le PEHD** vu que le diamètre tourne autour les 289 mm

- Pour le calcul économique des frais d'exploitation, nous proposons une gamme de diamètres normalisés qui tourne autour du diamètre calculé par l'approche du BONIN selon les tableaux :

Tableau IV.42 : SPAA-RAA

Débit (M/s)	Diamètre	V	L	PRTE DE	perte totale	Hg	HMT
0.084041667	200	2.667989	4328	104.2222278	119.8556	76.35	196.205562
0.084041667	250	1.707513	4328	35.18643476	40.4644	76.35	116.8144
0.084041667	315	1.075531	4328	11.56836479	13.30362	76.35	89.65361951
0.084041667	400	0.666997	4328	3.651725786	4.199485	76.35	80.54948465
0.084041667	500	0.426878	4328	1.253193334	1.441172	76.35	77.79117233

- Et pour les frais d'exploitation on trouve :

Tableau IV.43 : SPAA-RAA (les frais d'exploitation)

Diamètre	P(K Watt)	E(KWh)	Fexplo
200	197.27004	1440071.27	6725132.83
250	117.44815	857371.522	4003925.01
315	90.140018	658022.129	3072963.34
400	80.98649	591201.378	2760910.44
500	78.213213	570956.456	2666366.65

- Et finalement pour les frais d'amortissement on prend la même gamme des diamètres et on évalue le cout du linéaire des conduites à poser en ayant le prix unitaire du mètre linéaire.

Le tableau suivant montre les résultats trouvés :

Tableau IV.44 : SPAA-RAA (les frais d'Amortissement)

Diamètre	Prix de ml	L	Famort(DA)	A
200	1990.26	4328	771960.195	0.089619
250	2497.8	4328	968819.2372	0.089619
315	3400	4328	1318754.667	0.089619
400	4200.76	4328	1629344.663	0.089619
500	13097.35	4328	5080056.304	0.089619

➤ **Bilan des couts** : (Exploitation - amortissement)

Tableau IV.45 : SPAA-RAA (le Bilan)

Famort(DA)	Fexploit	Bilan
771960.195	6725132.832	7497093.027
968819.2372	4003925.008	4972744.245
1318754.667	3072963.344	4391718.011
1629344.663	2760910.436	4390255.099
5080056.304	2666366.65	7746422.954

✓ Donc d'après le bilan, le diamètre économique est : DN = 400 mm

f) Tronçon N06 : de la station de pompage d'AIN ARNAT vers le réservoir existant d'Ain Arnat (SPAA – RAA EXISTANT)

Pour déterminer les frais d'exploitation, il faut d'abord rechercher les pertes de charge dans les différents diamètres pour $Q = 116.96$ l/s sur une longueur de 1556 ml et les ajouter à la hauteur géométrique $H_g = 1140.5 - 1044.6 = 95.9$ m (1140.5 c'est la côte du trop-plein du réservoir RAA existant, et 1044.6 c'est la côte de la station de pompage). Pour cette différence les pertes de charge sur l'aspiration sont très faibles en général donc elles seront négligées. Calcul du diamètre préliminaire en utilisant la formule de Bonin

$$D = (Q)^{1/2} = (0.16696)^{1/2} = 0.341 \text{ m. (IV.17)}$$

Et comme on a mentionné auparavant dans le tableau de plage d'utilisation des conduites, pour ce tronçon on utilise **l'Acier** vu que le diamètre tourne autour les 341 mm

- Pour le calcul économique des frais d'exploitation, nous proposons une gamme de diamètres normalisés qui tourne autour du diamètre calculé par l'approche du BONIN selon les tableaux :

Tableau IV.46 : SPAA-RAA Existant

Débit (M/s)	Diamètre	V	L	PRTE DE	perte totale	Hg	HMT
0.116958333	300	1.650206	1556	10.42528623	11.98908	95.9	107.8891
0.116958333	400	0.928241	1556	2.525510317	2.904337	95.9	98.80434
0.116958333	450	0.733425	1556	1.420546546	1.633629	95.9	97.53363
0.116958333	500	0.594074	1556	0.850077839	0.97759	95.9	96.87759
0.116958333	600	0.412551	1556	0.350676946	0.403278	95.9	96.30328

- Et pour les frais d'exploitation on trouve :

Tableau IV.47 : SPAA-RAA Existant (les frais d'exploitation)

Diamètre	P(K Watt)	E(KWh)	Fexploit
300	150.96067	1102012.89	5146400.17
400	138.24911	1009218.48	4713050.29
450	136.4711	996239.065	4652436.43
500	135.55316	989538.077	4621142.82
600	134.74957	983671.884	4593747.7

- Et finalement pour les frais d'amortissement on prend la même gamme des diamètres et on évalue le cout du linéaire des conduites à poser en ayant le prix unitaire du mètre linéaire.

Le tableau suivant montre les résultats trouvés :

Tableau IV.48 : SPAA-RAA Existant (les frais d'Amortissement)

Diamètre	Prix de ml	L	Famort(DA)	A
300	11940	1556	1664990.5	0.089619
400	17000	1556	2370589.489	0.089619
450	13113.82	1556	1828675.521	0.089619
500	15600	1556	2175364.472	0.089619
600	17325	1556	2415909.582	0.089619

➤ **Bilan des coûts :** (Exploitation - amortissement)

Tableau IV.49: SPAA-RAA Existant (le Bilan)

Famort(DA)	Fexploit	Bilan
1664990.5	5146400.173	6811390.673
2370589.489	4713050.295	7083639.783
1828675.521	4652436.434	6481111.955
2175364.472	4621142.819	6796507.291
2415909.582	4593747.698	7009657.28

✓ Donc d'après le bilan, le diamètre économique est : DN = 415 mm.

g) Tronçon N07 : du Booster d'Ain Oulmene vers le réservoir d'Ain Oulmene (BAO – RAO)

Pour déterminer les frais d'exploitation, il faut d'abord rechercher les pertes de charge dans les différents diamètres pour $Q = 325$ l/s sur une longueur de 148.58 ml et les ajouter à la hauteur géométrique $H_g = 1039 - 1001.7 = 37.3$ m (1039 c'est la côte du trop-plein du réservoir RAO, et 1001.7 c'est la côte du Booster BAO). Pour cette différence les pertes de charge sur l'aspiration sont très faibles en général donc elles seront négligées. Calcul du diamètre préliminaire en utilisant la formule de Bonin

$$D = (Q)^{1/2} = (0.325)^{1/2} = 0.570 \text{ m. (IV.18)}$$

Et comme on a mentionné auparavant dans le tableau de plage d'utilisation des conduites, pour ce tronçon on utilise **l'Acier** vu que le diamètre tourne autour les 570 mm

- Pour le calcul économique des frais d'exploitation, nous proposons une gamme de diamètres normalisés qui tourne autour du diamètre calculé par l'approche du BONIN selon les tableaux :

Tableau IV.50: BAO-RAO

Débit (M/s)	Diamètre	V	L	PRTE DE	perte tot	Hg	HMT
0.325	400	2.579365	148.58	1.64675999	1.893774	37.3	39.19377
0.325	500	1.650794	148.58	0.54376116	0.625325	37.3	37.92533
0.325	600	1.146384	148.58	0.22019355	0.253223	37.3	37.55322
0.325	700	0.842242	148.58	0.10341928	0.118932	37.3	37.41893
0.325	800	0.644841	148.58	0.05383638	0.061912	37.3	37.36191

- Et pour les frais d'exploitation on trouve :

Tableau IV.51: BAO-RAO (les frais d'exploitation)

Diamètre	P(K Watt)	E(KWh)	Fexplo
400	152.3897	1112445	5195117
500	147.4578	1076442	5026985
600	146.0111	1065881	4977663
700	145.4889	1062069	4959863
800	145.2672	1060451	4952305

- Et finalement pour les frais d'amortissement on prend la même gamme des diamètres et on évalue le cout du linéaire des conduites à poser en ayant le prix unitaire du mètre linéaire.

Le tableau suivant montre les résultats trouvés :

Tableau IV.52: BAO-RAO (les frais d'Amortissement)

Diamètre	Prix de ml	L	Famort(DA)	0.089619
400	17000	4423.23	6738857.68	0.089619
500	15600	4423.23	6183892.93	0.089619
600	17325	4423.23	6867688.78	0.089619
700	18200	4423.23	7214541.75	0.089619
800	17 989.48	4423.23	7131090.91	0.089619

➤ **Bilan des couts :** (Exploitation - amortissement)

Tableau IV.53: BAO-RAO (le Bilan)

Famort(DA)	Fexploit	Bilan
6738857.68	5195117.1	11933974.77
6183892.93	5026984.8	11210877.72
6867688.78	4977662.7	11845351.52
7214541.75	4959862.6	12174404.36
7131090.91	4952304.6	12083395.5

✓ Donc d'après le bilan, le diamètre économique est : DN 600 mm

IV.4. Etude de l'Adduction Gravitaire

Généralement pour les conduites gravitaires on calcule le diamètre avantageux en utilisant la formule universelle e Darcy-Weibach et en mettant l'hypothèse que la perte de charge est prise égale à la charge disponible (différence des cotes) :

$$\Delta H = (16 * \lambda * L_e * Q^2) / (2 * \pi^2 * g * D^5) \quad \text{(IV.18)}$$

Et on tire le diamètre de cette formule.

Donc on suppose au début un diamètre quelconque pour avoir la valeur de λ avec l'équation de Colebrook , alors le diamètre trouvé on le normalise et on recalcule λ et finalement on tire la perte de charge du diamètre normalisé.

Mais pour mon propre cas cette méthode ne marche pas, elle me donne des diamètres très petits par rapport aux pressions qu'on doit assurer à l'aval.

Le réseau gravitaire qui contient des piquages doit avoir des conditions aux limites (des pressions) pour assurer que l'eau ne s'arrête pas avant le point de livraison.

La meilleure façon pour traiter ce genre des cas est par une simulation EPANET qui nous permette de contrôler les pressions aux points de piquages.

Après l'introduction des côtes et des débits et les longueurs nécessaires et après le lancement de La simulation sur EPANET on a eu ce résultat :

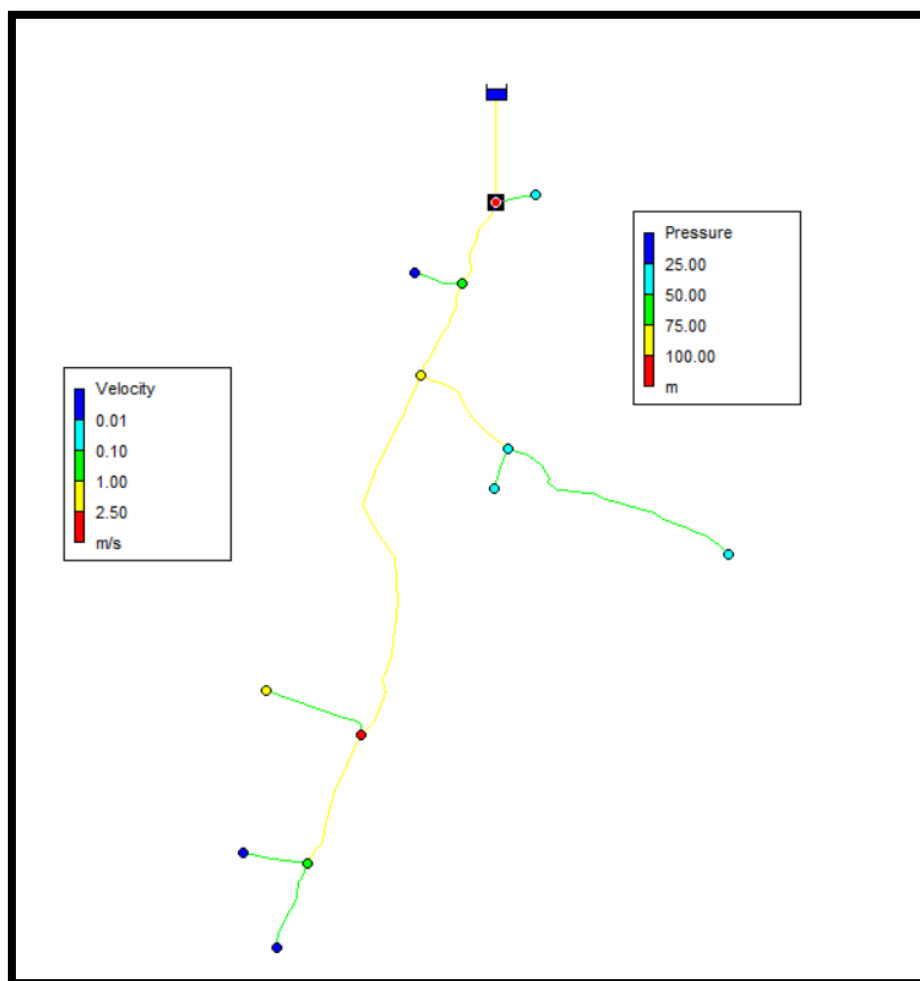


Figure IV.7 : Simulation de l'Adduction Gravitaire par EPANET

La vitesse minimale dans les conduites est de 0.74 m/s (donc on n'aura pas de dépôt), et la pression est vérifiée pour tous les nœuds pour assurer le débit qui convient, surtout en voisinage des boosters ou il faut que l'eau rentre au booster avec une charge minimale de 1 bar (au minimum).

Et pour les vitesses de l'ordre de 2m/s et 3m/s sont normales au vu de la grandeur du projet.

Le tableau suivant résume les diamètres à maintenir pour cette adduction :

Tableau IV.54: Les diamètres à maintenir pour cette adduction

Tronçon	Diamètre	Pression	Vitesse
STM-PIQUAGE1	1800	3.35	2.19
PIQUAGE1-BOOSTER1	1000	3.78	0.86
PIQUAGE1-PIQUAGE2	1400	7	2.2
PIQUAGE2-SPAA	600	0.58	0.71
PIQUAGE2-PIQUAGE3	1200	8.2	2.07
PIQUAGE3-PIQUAGE7	600	4.81	1.19
PIQUAGE7-RMZ	315	4.68	0.77
PIQUAGE7-RGD	400	3.61	0.86
PIQUAGE3-PIQUAGE4	1000	11.2	1.73
PIQUAGE4-RGL	315	9.74	0.74
PIQUAGE4-PIQUAGE5	1000	6.22	1.06
PIQUAGE5-RKA	400	1.79	0.72
PIQUAGE5-BAO	700	0.73	0.84

CONCLUSION

A travers ce chapitre nous avons pu faire le dimensionnement de notre système d'adduction, nous avons opté pour un réseau mixte (refoulement - gravitaire) qui répond aux critères souhaités. On a dimensionné trois conduites gravitaires avec un diamètre avantageux et une conduite de refoulement avec un diamètre économique.

Chapitre V :
Protection des conduites
contre le coup de Bélier et
Etude de pompage

V. Dimensionnement des dispositifs pour lutter contre le coup de Béliet

V.1. Phénomène de coup de Béliet

V.1.1. Notions générales

Le coup de béliet 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 béliet » 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 béliet 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 béliet.

Le coup de béliet, 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 les 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.

V.1.2. Analyse physique du phénomène de coup de Béliet

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

- **Phase 01**

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

Chapitre V Etude de pompage et protection des conduites contre le coup de Bélier

Si la distance entre la pompe et le réservoir est L , le temps mis par cette onde pour atteindre le réservoir est (L/a) , Au cours de ce temps la conduite est en dépression sur toute la longueur.

Selon le schéma suivant :

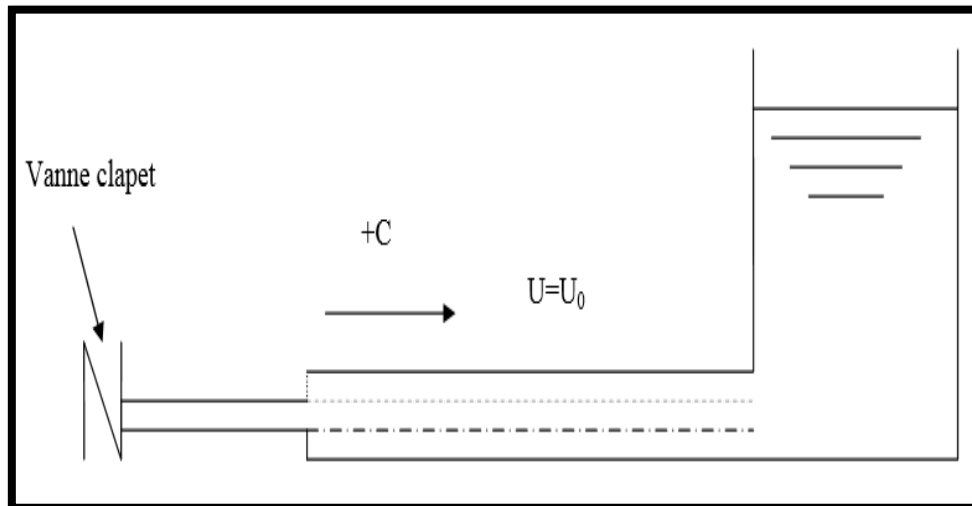


Figure V.1 : la première phase du phénomène de coup de Bélier

- **Phase 02**

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

Selon le schéma suivant :

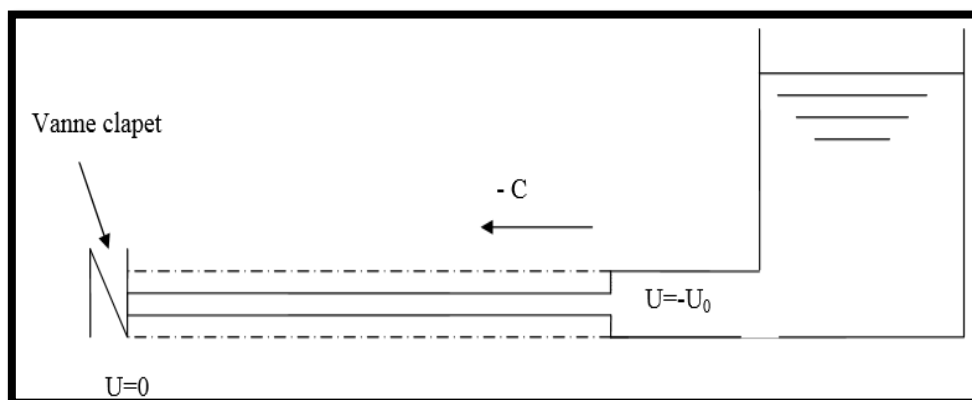


Figure V.2 : la deuxième phase du phénomène de coup de Bélier

Chapitre V Etude de pompage et protection des conduites contre le coup de Bélier

- **Phase 03**

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

Selon le schéma suivant :

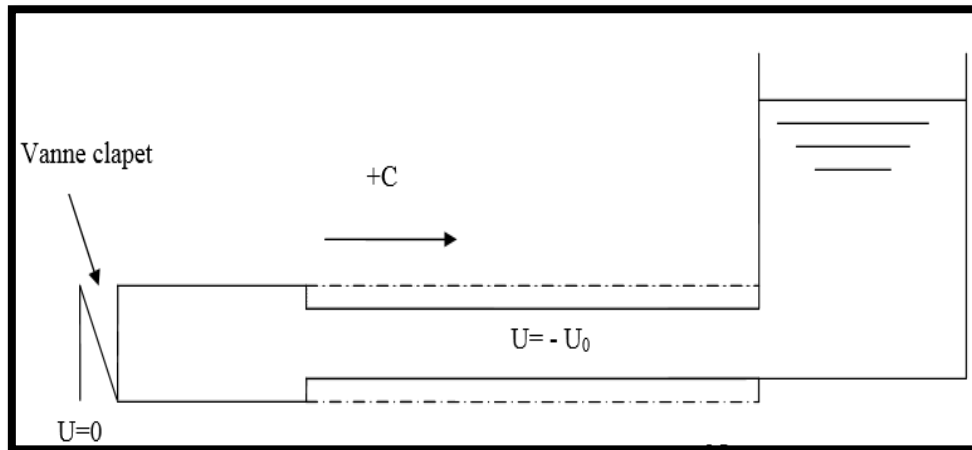


Figure V.3 : la troisième phase du phénomène de coup de Bélier

- **Phase 04**

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

Les tranches d'eau successives reprennent leurs dimensions premières au bout d'un nouveau temps (L/a) c'est-à-dire à ($4L/a$) depuis l'origine, nous nous retrouvons dans la même situation qu'au moment de l'arrêt brusque de la pompe.

La période du mouvement est donc ($4L/a$).

Selon le schéma suivant :

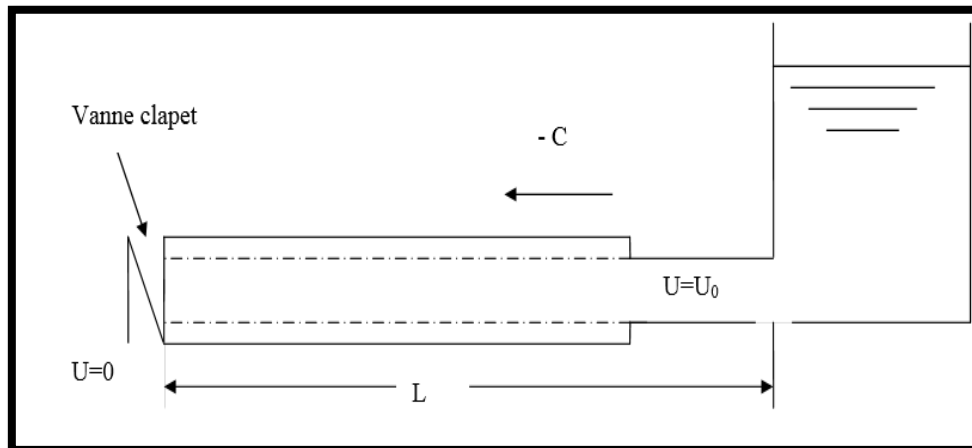


Figure V.4 : la quatrième phase du phénomène de coup de Béliier

V.1.3. Risques dus aux coups de Béliier

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 engendrée par les manœuvres brusques.

➤ 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 risque de rupture de ces derniers et déboîtement des joints (les anneaux d'étanchéité seront délogés).

➤ Cas de la 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 10 m, 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.

Chapitre V Etude de pompage et protection des conduites contre le coup de Béliér

➤ 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.

V.1.4. Protection de la conduite de refoulement contre le coup de Béliér

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

➤ Réservoir 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.

Schéma d'une installation type pour la protection d'une adduction par ballon d'air :

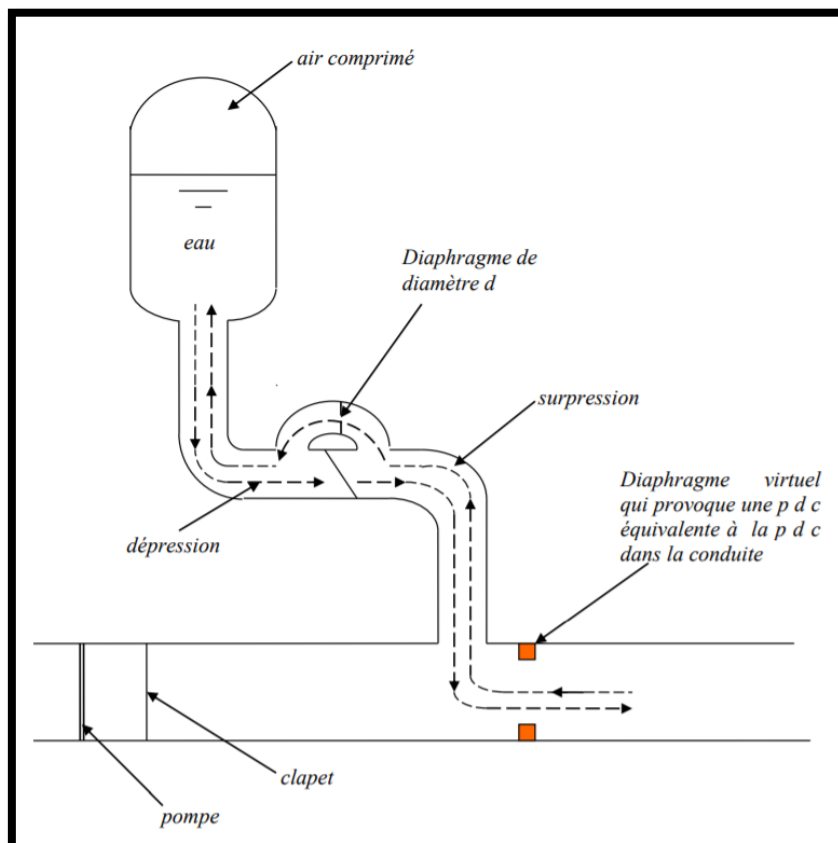


Figure V.5 : Schéma d'une installation type pour la protection d'une adduction par ballon d'air

Chapitre V Etude de pompage et protection des conduites contre le coup de Bélièr

➤ 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

➤ Soupape de décharge

Ces appareils font intervenir un organe mécanique, un ressort à boudin ordinairement, qui, par sa compression, obture, en exploitation normale, un orifice placé sur la conduite au point à protéger, c'est-à-dire où la surpression à craindre est maximale et libre, 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.

➤ Volant d'inertie

Calé sur l'arbre du groupe, il constitue un moyen assurant l'alimentation de la veine liquide, malgré l'arrêt du moteur actionnant la pompe et cela 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.

Le tableau suivant résume les avantages et les inconvénients de chaque dispositif de protection :

Tableau V.1 : Les avantages et les inconvénients de chaque dispositif de protection

Appareils	Avantages	Inconvénients	Observations
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
Cheminée d'équilibre	Bon fonctionnement (ne comporte pas d'organes mécaniques susceptibles de fonctionnement défectueux). Importante durée de vie ; Indépendante	Possibilités d'installation limitées. Ouvrage coûteux (hauteur généralement très développée).	Utilisée comme protection et pour la dépression et pour la surpression

Chapitre V Etude de pompage et protection des conduites contre le coup de Bélier

	d'une installation électrique ; Pas de pertes d'eau		
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
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.**

V.2. Calcul du réservoir d'air

Le calcul du réservoir d'air permet de déterminer les valeurs de la surpression et de la dépression maximales dans les conduites de refoulement et le volume du réservoir d'air. Comme méthode de calcul, on distingue :

➤ 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 ce soit pour les petites ou pour les grandes installations.

Schéma d'une conduite longue ($L > 1000$ m) protégée par un réservoir d'air :

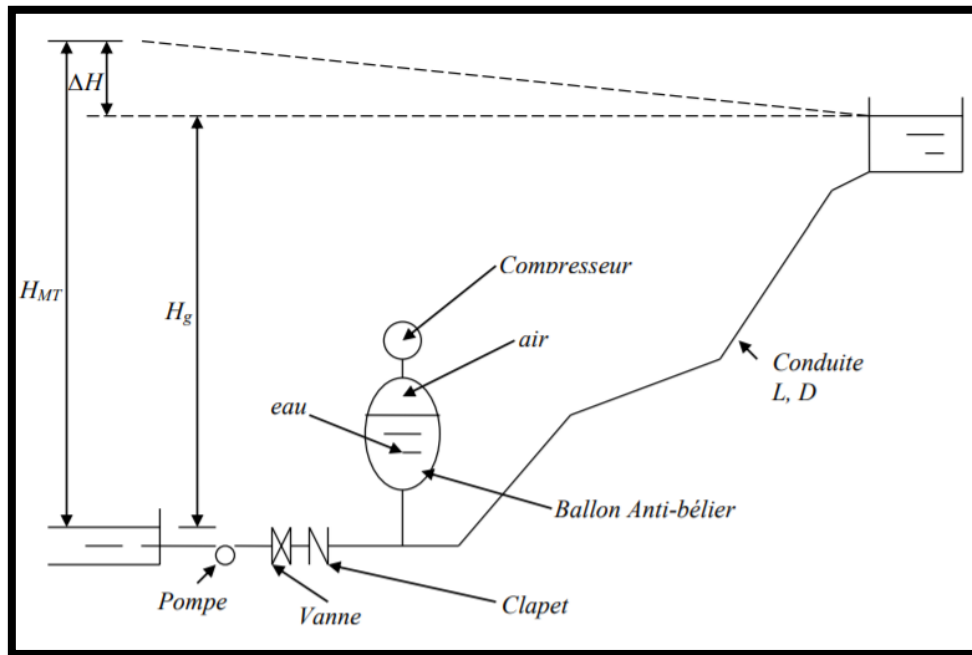


Figure V.6 : Schéma d'une conduite longue ($L > 1000$ m) protégée par un réservoir d'air

➤ Méthode de PUECH & MEUNIER

La méthode de PEUCH et MEUNIER est une excellente méthode de dimensionnement des anti-béliers car elle met en évidence les enveloppes de dépressions qui permettent de protéger les zones vulnérables.

Dans notre cas **on travaille avec la méthode de VIBERT mais celle améliorée par Mr. Salah Boualem** vue sa simplicité, on peut l'utiliser pour des longueurs de refoulement qui dépassent les 1 000 m et pour sa fiabilité des résultats.

• Cas de dépression :

Nous allons étudier le dimensionnement du ballon anti-bélier afin que la conduite soit protégée dans son ensemble dans le cas le plus grave d'arrêt brusque et total de la station. Pour protéger la conduite contre la dépression, nous calculerons à l'aide de la méthode de VIBERT le volume U_{max} afin que le coussin d'air soit suffisant pour propulser l'eau dans la conduite.

Nous calculons la célérité d'onde à l'aide de la formule améliorée par Mr. SALAH, B pour les conduites enterrées :

$$C = \frac{\left(\frac{K}{\rho}\right)^{\frac{1}{2}}}{\left(1 + \frac{K * 2 * a * (1 - v_m^2)(1 - v_s)}{(1 - v_m^2) * a * E_s + E_m * e_m * (1 - v_s)}\right)^{\frac{1}{2}}} \quad (V.1)$$

Chapitre V Etude de pompage et protection des conduites contre le coup de Béliier

C : célérité d'onde en (m/s).

K : Coefficient d'élasticité de l'eau, $K = 2,07 \cdot 10^9$ Pas.

ρ : Masse volumique de l'eau, $\rho = 1000$ kg / m³.

E_m : module de Young du matériau de la conduite en PEHD, $E_{m,pehd} = 3 \cdot 10^9$ Pa, et pour l'Acier

$E_{m,Acier} = 2 \cdot 10^{11}$ Pa

E_s : module de Young du sol ; $E_s = 2 \cdot 10^8$ Pa.

m : Coefficient de poisson du matériau. $m_{,pehd} = 0.46$, et pour l'acier = 0.31.

s : Coefficient de poisson du sol entourant la conduite. $s_s = 0.33$.

e_m : Epaisseur de la conduite (m).

a : rayon intérieur de la conduite (m).

➤ Et La charge tenant compte du coup de bélier :

$$Z = Hg + (C \cdot V_0 / g)$$

V₀ : Vitesse moyenne de refoulement (m/s).

H_g : Hauteur géométrique (m).

g : L'accélération de la pesanteur, ($g = 9.81$ m/s²).

- La charge statique absolue :

$$Z_0 = Hg + 10$$

- La charge maximale absolue :

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

Puis en utilisant l'abaque de Vibert (Annexe) on tire les valeurs de :

$$\frac{U_0}{L S} \\ \frac{Z_{min}}{Z_0}$$

A partir des quotients suivants :

$$\rightarrow \frac{Z_{max}}{Z_0}$$

$$\rightarrow h_0 = \frac{V_0^2}{2 \cdot g} \Rightarrow \frac{h_0}{Z_0}$$

Après et pour avoir la valeur de U_{max} on utilise la règle de trois

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

U_{max}: volume du réservoir d'air.

Chapitre V Etude de pompage et protection des conduites contre le coup de Bélier

En appliquant cette méthode aux adductions de refoulement qui n'appartiennent pas et ne sortent pas de la station de traitement :

Tableau V.2 : Les caractéristiques des conduites de refoulement.

Les conduites	Type de matériau	Dint (mm)	ep (mm)	S (m ²)	V (m/s)	L (m)	Hg (m)
BS1-RS1	ACIER	1000	/	0.785	0.853	4423.23	117.71
SPAA-RAA PROJETÉ	PEHD	341.2	29.4	0,0913	0.67	4328	76.35
SPAA-RAA EXISTANT	ACIER	415	/	0,135	0.733	1556	95.9
BS2-RAO	ACIER	600	/	0,283	1.146	148.58	37.3

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

Tableau V.3 : Calcul de célérité d'onde des conduites de refoulement.

Les conduites	K (Pa)	ρ (kg/m ³)	a (m)	v_m	v_s	E_s (Pa)	E_m (Pa)	e_m (m)	C (m/s)
BS1-RS1	$2.07 \cdot 10^9$	1000	0,0776	0,45	0,33	$2 \cdot 10^8$	$2 \cdot 10^{11}$	0,0224	216,38
SPAA-RAA PROJETÉ	$2.07 \cdot 10^9$	1000	0,0621	0,45	0,33	$2 \cdot 10^8$	$3 \cdot 10^9$	0,0179	216,22
SPAA-RAA EXISTANT	$2.07 \cdot 10^9$	1000	0,0551	0,45	0,33	$2 \cdot 10^8$	$2 \cdot 10^{11}$	0,0074	155,20
BS2-RAO	$2.07 \cdot 10^9$	1000	0,0486	0,45	0,33	$2 \cdot 10^8$	$2 \cdot 10^{11}$	0,0066	156,41

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

Chapitre V Etude de pompage et protection des conduites contre le coup de Bélier

Tableau V.4 : Calcul du volume de réservoir d'air.

Les conduites	Z ₀ (m)	h ₀ (m)	h ₀ /Z ₀	Z _{max}	U ₀ /(LS)	U ₀ (m ³)	U _{max} (m ³)	V _{normalisé} (m ³)
BS1-RS1	169	0,156	9.2*10 ⁻⁴	233,752	0,02	0,848	1,146	2
SPAA-RAA PROJETÉ	164	0,072	4.4*10 ⁻⁴	217,237	0,013	0,606	0,772	1
SPAA-RAA EXISTANT	86	0,090	1.05*10 ⁻³	120,543	0,021	0,641	0,877	2
BS2-RAO	98	0,033	3.4*10 ⁻⁴	140,226	0,006	0,246	0,333	1

Vu les volumes des réservoirs d'air, ces derniers seront installés 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.

Chapitre V Etude de pompage et protection des conduites contre le coup de Bélier

V.3. Etude de pompage

V.3.1 Introduction

Cette partie a pour but, l'étude et le choix de la pompe idéale adaptée à l'usage de notre projet et qui nous permet d'assurer le débit appelé et la hauteur manométrique totale au niveau des trois lignes de refoulements projetées à partir de la station de pompage intégrée dans la station de traitement (SPM-RS02, SPM-RTH, SPM-ROR).

V.3.2 Définition

Une pompe est un système d'élévation d'eau, c'est la transformation d'énergie mécanique en énergie hydraulique composée par des organes différents.

La pompe est entraînée par un moteur électrique.

Elle peut être une pompe à axe :

- horizontal
- vertical
- oblique

V.3.3 Couplage des pompes

On distingue deux types de couplage des pompes :

- **Le couplage en série** : ce type de couplage est utilisé en vue de l'augmentation de la hauteur d'élévation des pompes.
- **Le couplage en parallèle** : ce type de couplage est utilisé en vue de l'augmentation du débit refoulé par les pompes.

V.3.4 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.

Chapitre V Etude de pompage et protection des conduites contre le coup de Bélier

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

V.3.5 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.4.1 Refoulement de la station de pompage Mahouane vers les réservoirs de Setif02 (SPM – RS02)

Tableau V.5: Caractéristiques des pompes en fonction de leurs nombres

N	Q appelé (m ³ /h)	HMT appelée (m)	Type de pompe	HMT (m)	η (%)	Vitesse (tr/min)	Nbre d'étage	Pabs (Kw)	(NPSH) _r (m)	Ø roue (mm)
1	1858	152,96	-	-	-	-	-	-	-	-
5	371,6	152,96	PM150/7 B	249	72,4	1450	7	205	6,04	150
6	326	152,96	PM150/6 B	213	77,9	1450	6	169	3,95	150
6	347,5	152,96	PM125/2 B	224	72,5	2900	2	190	12,7	125

A partir du tableau (V-4.1), on déduit que la variante de six (06) pompes est la meilleure du point de vue rendement, puissance absorbée et nombre de pompes en parallèle.

- On opte pour un nombre de pompe de six (06) en plus de deux (02) pompes de secours.

Ces quatre (08) pompes sont identiques de type **PM150/6 B CAPRARI**.

Chapitre V Etude de pompage et protection des conduites contre le coup de Bélier

V.4.2. Refoulement de la station de pompage Mahouane vers le réservoir d'El-Ouricia (SPM – ROR)

Tableau V.6: Caractéristiques des pompes en fonction de leurs nombres

N	Q appelé (m ³ /h)	HMT appelée (m)	Type de pompe	HMT (m)	η (%)	Vitesse (tr/min)	Nbre d'étage	Pabs (Kw)	(NPSH) r (m)	Ø roue (mm)
1	353	144,1	PM150/6 A	219	75,8	1450	6	183	5,06	150
2	237	144,1	PM150/7 E	186	77,4	1450	/	123	2,34	150
3	118	144,1	PM125/8 D	180	75,2	1450	8	62,3	1,65	125
4	88,2	144,1	PM80/3 A	181	75,4	2900	3	45,7	3,69	80

A partir du tableau (V-4.2), on déduit que la variante de trois (03) pompes est la meilleure du point de vue rendement, puissance absorbée et nombre de pompes en parallèle.

- On opte pour un nombre de pompe de trois (03) en plus d'une (01) pompe de secours.

Ces quatre (04) pompes sont identiques de type **PM125/8 D CAPRARI**.

V.4.3 Refoulement de la station de pompage Mahouane vers le réservoir tampon d'El-Hamatia (SPM – RTH)

Tableau V.7: Caractéristiques des pompes en fonction de leurs nombres

N	Q appelé (m ³ /h)	HMT appelée (m)	Type de pompe	HMT (m)	η (%)	Vitesse (tr/min)	Nbre d'étage	Pabs (Kw)	(NPSH) r (m)	Ø roue (mm)
1	263	201,83	PM150/8 C	259	79,2	1450	8	186	2,58	150
2	110	201,83	PM100/4 D	221	76,5	2900	4	80,2	3,44	100
3	104	201,83	PM100/4 D	221	76,1	2900	4	78,4	3,37	100
4	60,3	201,83	PM100/11 A	225	75,6	1450	11	44,1	1,91	100

A partir du tableau (V-4.3), on déduit que la variante de trois (03) pompes est la meilleure du point de vue rendement, puissance absorbée et nombre de pompes en parallèle.

- On opte pour trois pompes (03) en plus d'une (01) pompe de secours. Ces quatre (04) pompes sont identiques de type **PM100/4 D CAPRARI**.

Chapitre V Etude de pompage et protection des conduites contre le coup de Béliér

V.5 .Courbes caractéristiques des pompes

Les courbes caractéristiques de la pompe [H-Q], [Pabs - Q], [η -Q], [(NPSH)_r - Q]. Sont retirées à partir de logiciel de CAPRARI et sont Représentées par la figure (V.5.1) pour la première station de pompage, la figure (V.5.2) pour la deuxième station et la figure (V.5.3) pour la troisième station.

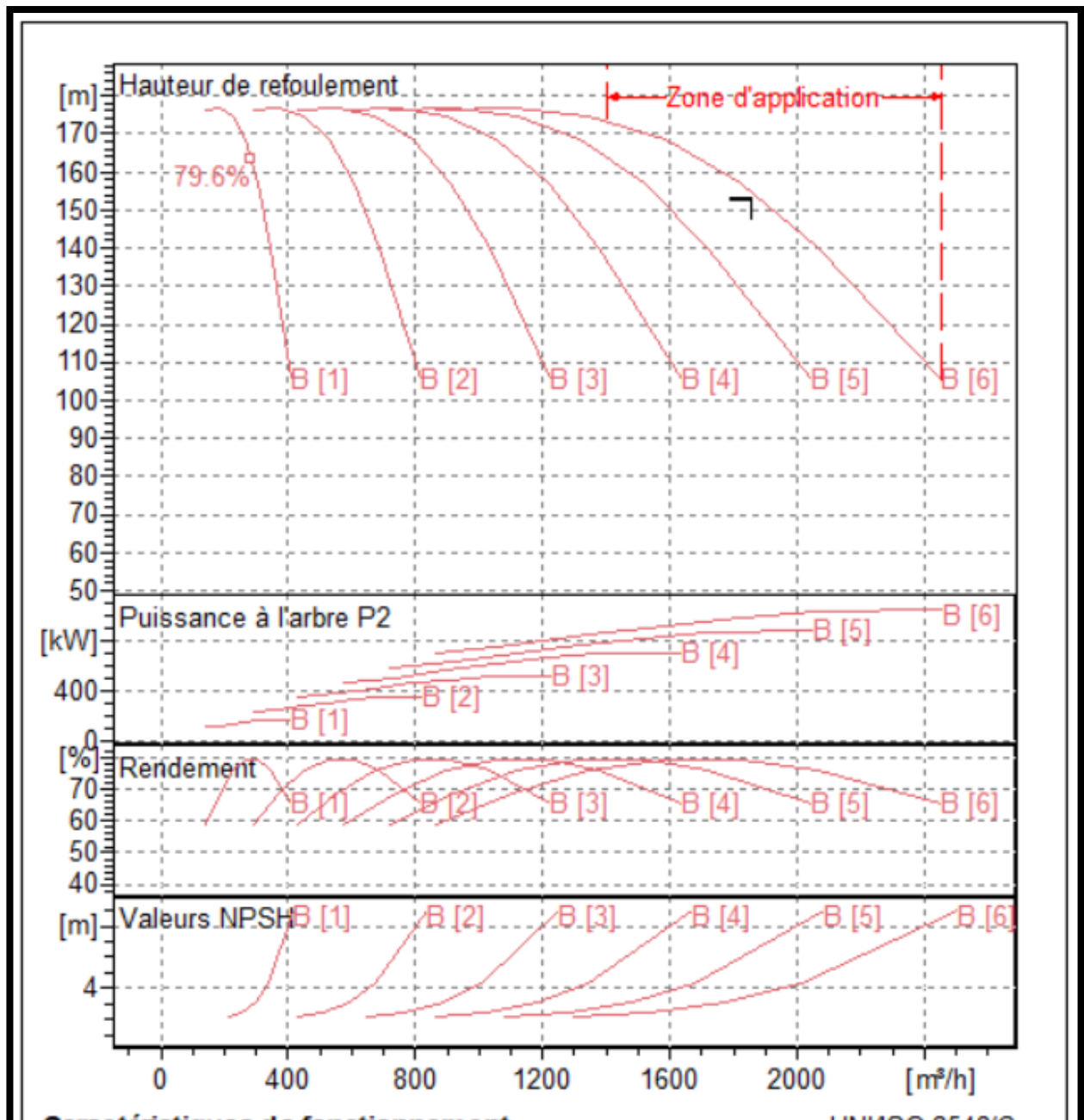


Figure V.7 : Les courbes caractéristiques de la pompe (SP1) de type PM 150/6 B

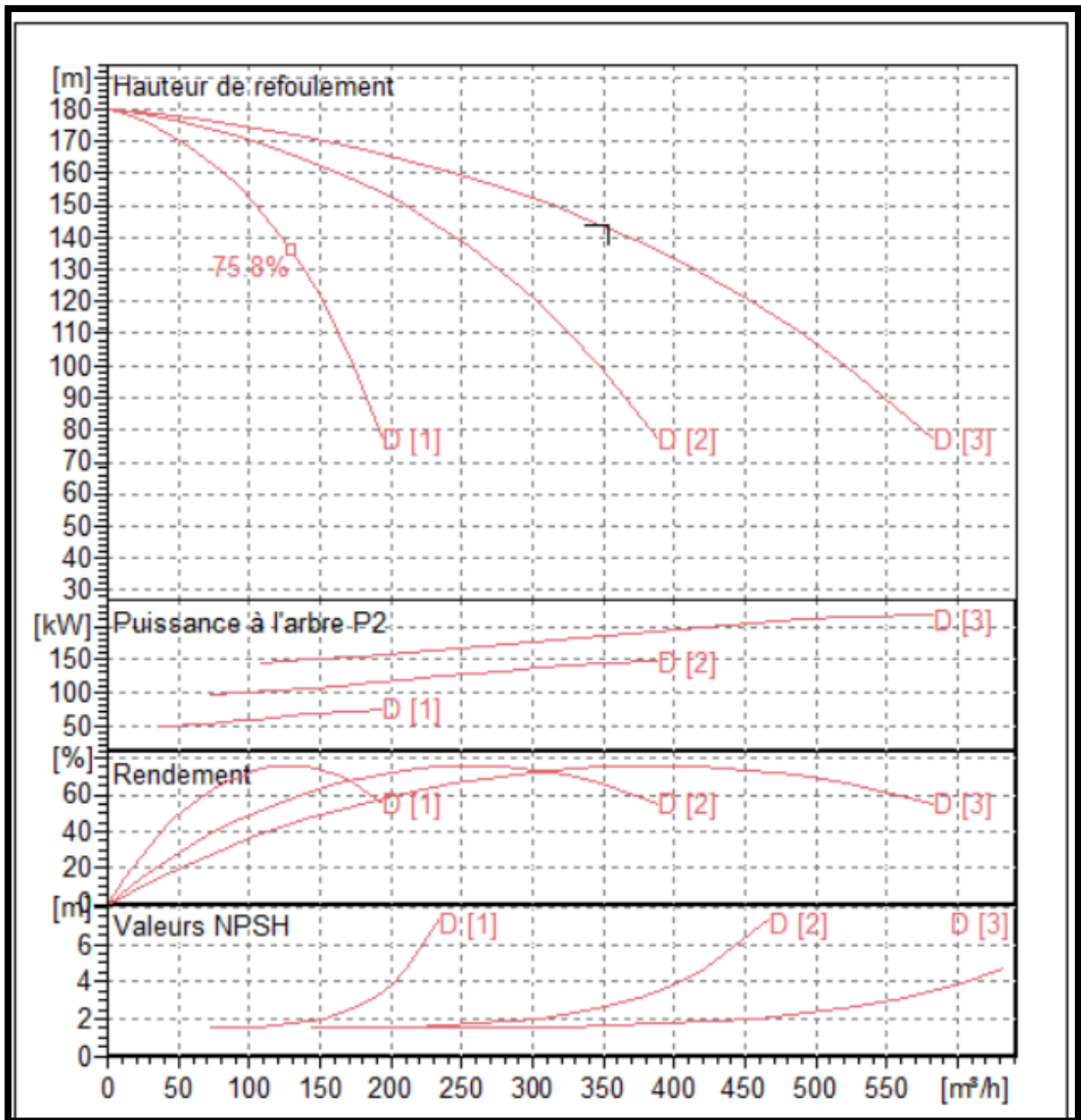


Figure V.8: Les courbes caractéristiques de la pompe (SP2) de type PM 125/8 D

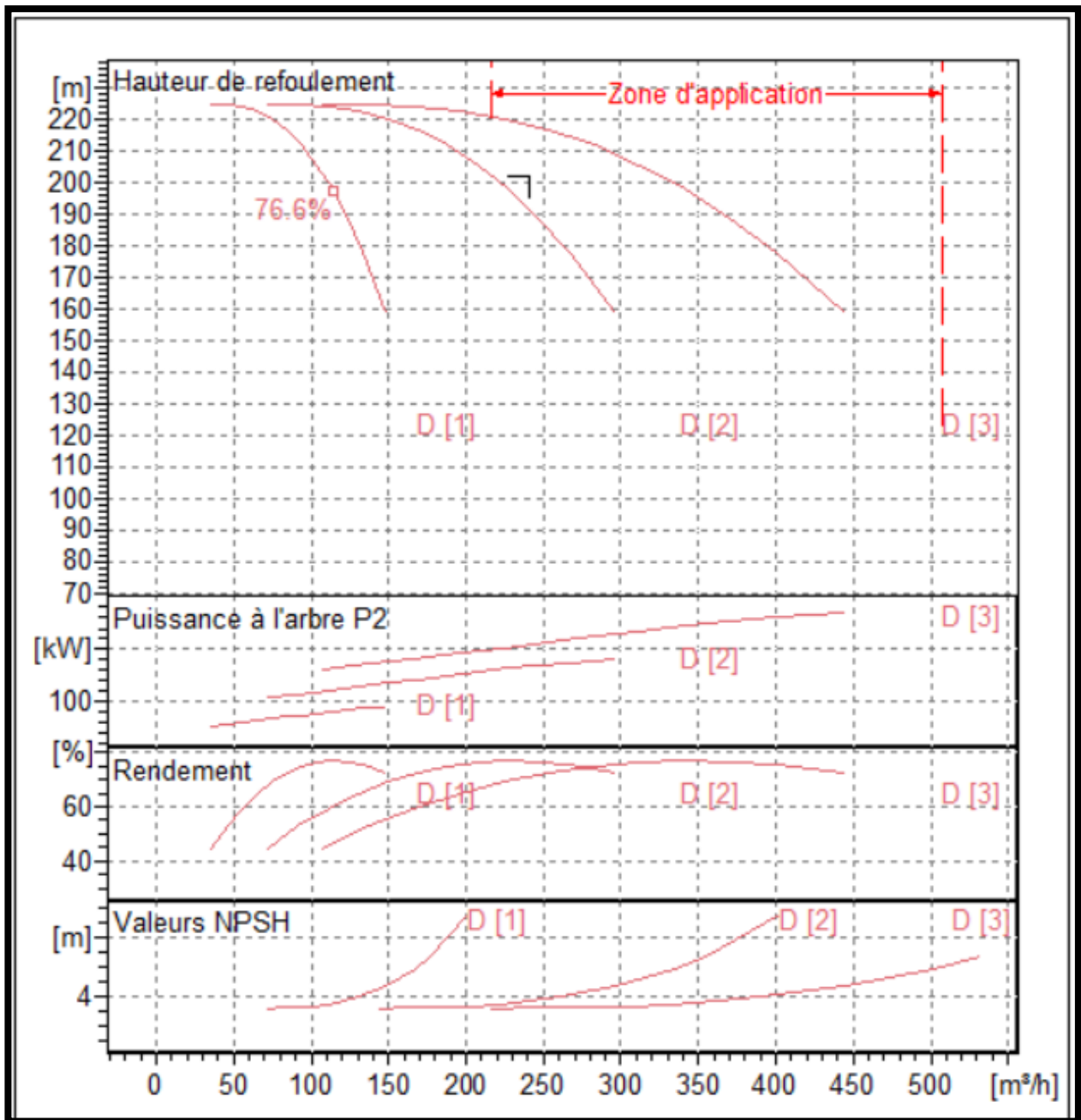


Figure V.9 : Les courbes caractéristiques de la pompe (SP3) de type PM 100/4 D

Chapitre V Etude de pompage et protection des conduites contre le coup de Bélier

V.6 .Point de fonctionnement d'une pompe

Pour notre cas la détermination de point de fonctionnement nous donne toutes les informations nécessaires pour la bonne installation et calage, et meilleur rendement, ainsi une longue durée de vie.

V.7 Courbe caractéristique de la conduite de refoulement

La courbe caractéristique de la conduite est une parabole dont l'équation est la suivante :

$$H_c = H_g + \Delta h_t$$

- H_g : hauteur géométrique (m) ;

- Δh : perte de charge totale occasionnée par la conduite (m) ;

$$\Delta h_t = 1,1 * \Delta h_p^{lin}$$

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

$$\Delta h_p^{lin} = \frac{8 * \lambda * L_{ref} * Q^2}{\pi^2 * g * D_{ec}^{5,3}}$$

- λ : coefficient de frottement qui est en fonction de la rugosité de la paroi interne de la conduite et du régime d'écoulement;

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

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

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

- g : accélération de la pesanteur (m/s²).

Chapitre V Etude de pompage et protection des conduites contre le coup de Béliér

V.7.1. Refoulement SPM - Réservoir de Setif 02

Tableau V.8: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement

N°	Q (m3/h)	6Q (m3/h)	Hg (m)	Lref (m)	Dec (mm)	l	Dhlin (m)	Dht (m)	Hc (m)
1	0	0	148.6	4443	0.8	0.0127	0	0	148.6
2	30	180	148.6	4443	0.8	0.0127	0.038	0.041	148.641
3	60	360	148.6	4443	0.8	0.0127	0.152	0.167	148.767
4	90	540	148.6	4443	0.8	0.0127	0.342	0.376	148.976
5	120	720	148.6	4443	0.8	0.0127	0.609	0.670	149.270
6	150	900	148.6	4443	0.8	0.0127	0.951	1.046	149.647
7	180	1080	148.6	4443	0.8	0.0127	1.370	1.507	150.107
8	210	1260	148.6	4443	0.8	0.0127	1.865	2.052	150.652
9	240	1440	148.6	4443	0.8	0.0127	2.436	2.680	151.280
10	270	1620	148.6	4443	0.8	0.0127	3.083	3.392	151.992
11	300	1800	148.6	4443	0.8	0.0127	3.807	4.187	152.787
12	330	1980	148.6	4443	0.8	0.0127	4.606	5.067	153.667

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés sur la figure (V.7.1).

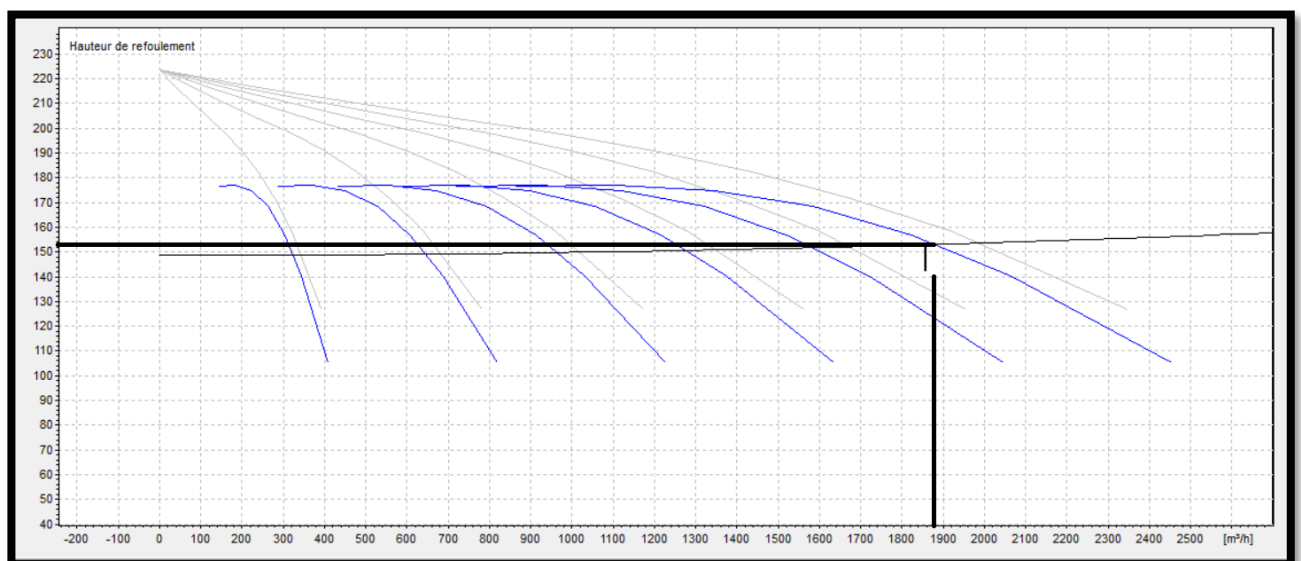


Figure V.10: Point de fonctionnement de la pompe (SP N° 1)

Chapitre V Etude de pompage et protection des conduites contre le coup de Bélier

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

$$\left\{ \begin{array}{l} Q_{pf} = 1875 \text{ m}^3 / \text{h} > Q_{ap} = 1858 \text{ m}^3 / \text{h} \\ H = 153 \text{ m} > H_{ap} = 152.96 \end{array} \right.$$

- Le débit correspondant au point de fonctionnement est supérieur au débit appelé et la hauteur manométrique correspondant au point de fonctionnement est supérieure à la hauteur manométrique appelée.

V .7.2. Refoulement SPM – Réservoir d’El-Ouricia (ROR)

Tableau V .9: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement

N°	Q (m3/h)	3Q (m3/h)	Hg (m)	Lref (m)	Dec (mm)	l	Dhlin (m)	Dht (m)	Hc (m)
1	0	0	140.5	2802	0.4	0.0139	0	0	140.5
2	10	30	140.5	2802	0.4	0.0139	0.028758	0.031634	140.5316
3	20	60	140.5	2802	0.4	0.0139	0.115033	0.126537	140.6265
4	30	90	140.5	2802	0.4	0.0139	0.258825	0.284708	140.7847
5	40	120	140.5	2802	0.4	0.0139	0.460134	0.506147	141.0061
6	50	150	140.5	2802	0.4	0.0139	0.718959	0.790855	141.2909
7	60	180	140.5	2802	0.4	0.0139	1.035301	1.138831	141.6388
8	70	210	140.5	2802	0.4	0.0139	1.40916	1.550076	142.0501
9	80	240	140.5	2802	0.4	0.0139	1.840535	2.024589	142.5246
10	90	270	140.5	2802	0.4	0.0139	2.329427	2.56237	143.0624
11	100	300	140.5	2802	0.4	0.0139	2.875836	3.16342	143.6634
12	110	330	140.5	2802	0.4	0.0139	3.479762	3.827738	144.3277
13	120	360	140.5	2802	0.4	0.0139	4.141204	4.555325	145.0553

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés sur la figure (V-7.2).

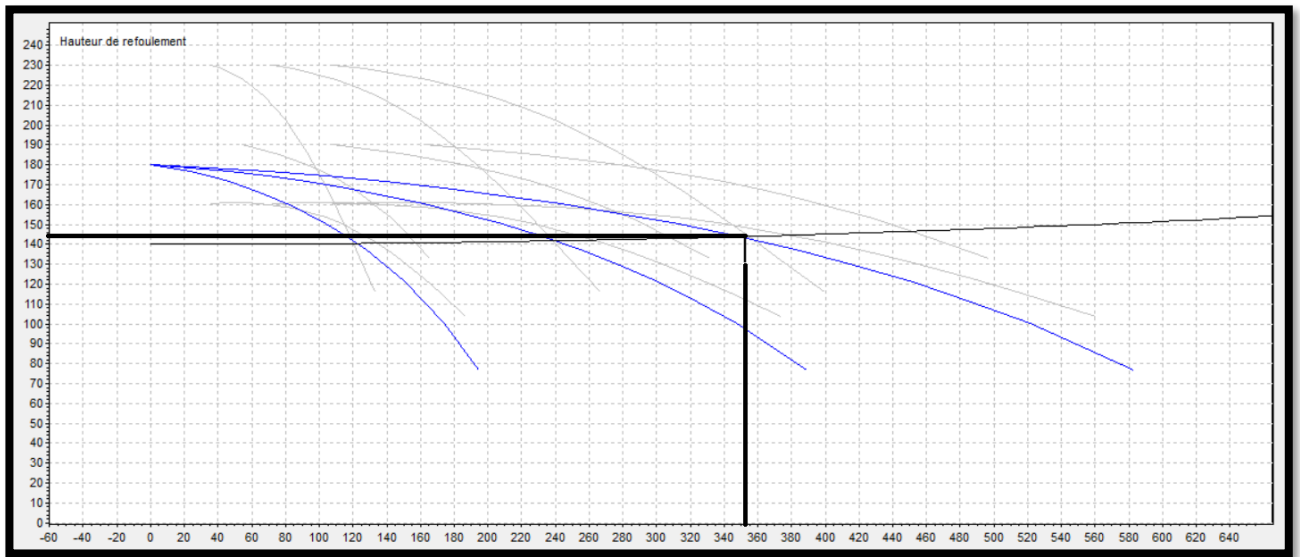


Figure V.11: Point de fonctionnement de la pompe (SP N° 2)

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

$$\left\{ \begin{array}{l} Q_{pf} = 380 \text{ m}^3 / \text{h} > Q_{ap} = 353 \text{ m}^3 / \text{h} \\ H_{pf} = 146 \text{ m} > H_{ap} = 144 \text{ m} \end{array} \right.$$

- Le débit correspondant au point de fonctionnement est supérieur au débit appelé et la hauteur manométrique correspondant au point de fonctionnement est supérieure à la hauteur manométrique appelée.

Chapitre V Etude de pompage et protection des conduites contre le coup de Béliér

V.7.3. Refoulement SPM – Réservoir Tampon El-Hamatia

Tableau V.10: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement

N°	Q (m3/h)	3Q (m3/h)	Hg (m)	Lref (m)	Dec (mm)	l	Dhlin (m)	Dht (m)	Hc (m)
1	0	0	197	2371	0.315	0.0148	0	0	197
2	7	21	197	2371	0.315	0.0148	0.045034	0.049538	197.0495
3	14	42	197	2371	0.315	0.0148	0.180137	0.198151	197.1982
4	21	63	197	2371	0.315	0.0148	0.405308	0.445839	197.4458
5	28	84	197	2371	0.315	0.0148	0.720547	0.792602	197.7926
6	35	105	197	2371	0.315	0.0148	1.125855	1.238441	198.2384
7	42	126	197	2371	0.315	0.0148	1.621232	1.783355	198.7834
8	49	147	197	2371	0.315	0.0148	2.206677	2.427344	199.4273
9	56	168	197	2371	0.315	0.0148	2.88219	3.170409	200.1704
10	63	189	197	2371	0.315	0.0148	3.647771	4.012549	201.0125
11	70	210	197	2371	0.315	0.0148	4.503422	4.953764	201.9538
12	77	231	197	2371	0.315	0.0148	5.44914	5.994054	202.9941
13	84	252	197	2371	0.315	0.0148	6.484927	7.13342	204.1334

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés sur la figure (V-7.3).

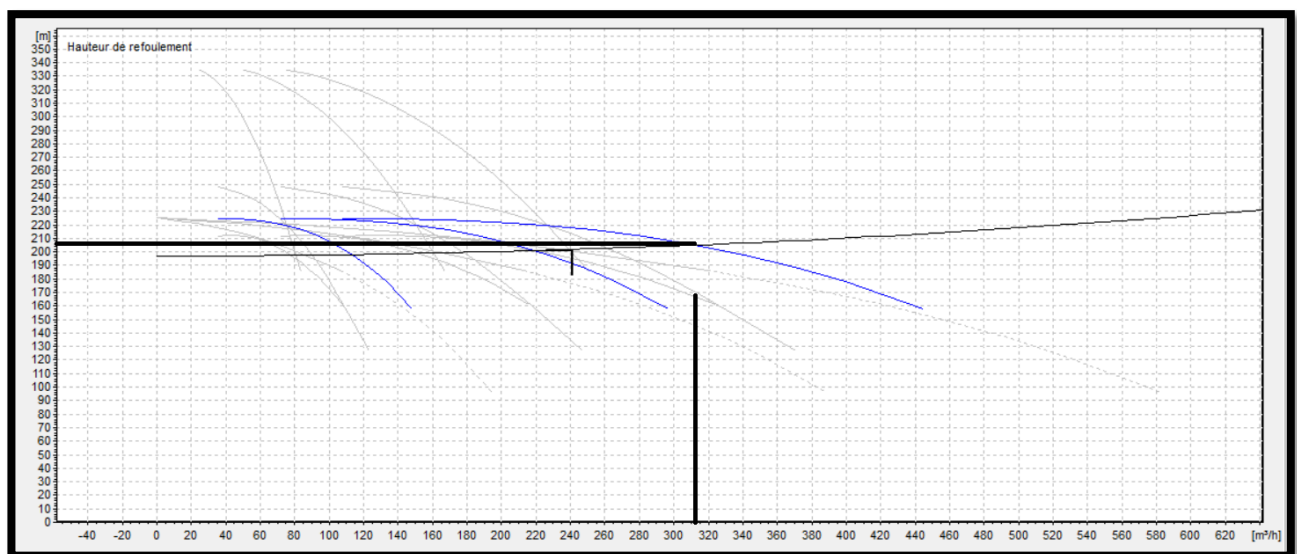


Figure V.12: Point de fonctionnement de la pompe (SP N° 3)

Chapitre V Etude de pompage et protection des conduites contre le coup de Bélier

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

$$\left\{ \begin{array}{l} Q_{pf} = 360 \text{ m}^3 / \text{h} > Q_{ap} = 241,2 \text{ m}^3 / \text{h} \\ H_{pf} = 205 \text{ m} > H_{ap} = 201,83 \text{ m} \end{array} \right.$$

- Le débit correspondant au point de fonctionnement est supérieur au débit appelé et la hauteur manométrique correspondant au point de fonctionnement est supérieure à la hauteur manométrique appelée.

V.8. Modes de réglage

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 :

$$\eta_{inst\ app\ van} = \eta_{inst\ av\ vann} * \frac{H_{app}}{H_{app} + h_v}$$

- $\eta_{inst\ app\ van}$: 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' et la hauteur appelée ;

$$h_v = H' - H_{app}$$

- H' : hauteur correspondant à la projection du débit appelé sur la courbe caractéristique de la pompe $(H-Q)_R$ (m).

1. Augmentation des pertes de charge dans les conduites de refoulement : en augmentant les singularités (des diffuseurs ou bien des rétrécissements brusques, les coudes..).

2. 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 :

$$t' = \frac{Q_{app} * t}{Q_{pf}}$$

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

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

4. Rognage : C'est la diminution du diamètre de la roue, en gardant la même vitesse de rotation, et la même distance entre les deux flasques.

4.1 Détermination du rendement de rognage

q : débit appelé par la pompe

Q : débit du point de fonctionnement

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

$$\frac{Q}{q} = \lambda^2 \dots \dots \dots (1)$$

$$\frac{H_{MT}}{h_{mt}} = \lambda^2 \dots \dots \dots (2)$$

De (1) et (2) on aura :

$$H_{mt} = \frac{h_{mt} * Q}{q}$$

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

$$H_{mt} = a * Q$$

Chapitre V Etude de pompage et protection des conduites contre le coup de Bélier

En outre

$$\frac{Q}{q} = \left[\frac{D}{d}\right]^2$$

Avec :

q : débit appelé par la pompe (m³/s)

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

d : diamètre de la roue à rogner (mm)

D : diamètre de la roue après rognage (mm)

$$\text{Avec : } [D/d]^2 = 1/m^2$$

$$R \% = (1-m).100$$

Et :

m : coefficient de rognage

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

B- Débit disponible < Débit appelé

1. **Qualitatif** : augmentation de la vitesse de rotation de la pompe.
2. **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, la diminution du temps de pompage, le rognage.

V .8.1 : Refoulement : SPM - Réservoir de Sétif 02

a) Vannage

$$\eta_{inst\ av\ van} = 77,9 \%$$

$$h_v = H' - H_{app} = 155 - 152,96 = 2,04 \text{ m.}$$

$$\eta_{inst\ ap\ van} = 77,9 * \left(\frac{152,96}{155}\right) = 76,87 \%$$

Chapitre V Etude de pompage et protection des conduites contre le coup de Bélier

La nouvelle puissance absorbée

$$Q = (Q_{app} / n)$$

Avec : n c'est le nombre de pompe en parallèle.

$$Q = (1858 / 6) = 309,67 \text{ m}^3/\text{h}.$$

donc la puissance absorbée

$$P_{abs} = (\rho g * Q * HMT) / \eta = 147 \text{ KW}$$

b) Diminution de temps de pompage

Le nouveau temps de pompage sera :

$$t' = \frac{1858 * 20}{1875} = 19,81 \text{ h} = 19 \text{ h et } 48 \text{ min}$$

Le rendement correspondant au débit $Q_{pf} = 1875 \text{ m}^3/\text{h}$ est 79,56 %

On détermine la nouvelle puissance absorbée sachant que :

$$Q = (Q_{pf} / n) = (1875 / 6) = 312,5 \text{ m}^3/\text{h}$$

Donc la puissance serais : $P_{abs} = 145 \text{ KW}$

c) Rognage

$$H_{mt} = \frac{h_{mt} * Q}{q} = \left(\frac{152,96}{1858} \right) * Q = 0,082 Q$$

$$\frac{Q}{q} = \left[\frac{D}{d} \right]^2 \quad \text{Alors} \quad D = d * \left(\frac{q}{Q} \right)^{1/2} \quad \text{Donc} \quad D = 150 * \left(\frac{1858}{1875} \right)^{1/2} = 149,3 \text{ mm}.$$

$$[d/D]^2 = 1/m^2 \quad \text{ce qui fait} \quad m = 0,995$$

$$\text{Alors} \quad R\% = (1-m) * 100 = (1-0,995) * 100 = 4,5 \% < 15 \%$$

Le rendement de rognage est inférieur à 15 % donc le rognage est efficace

Et le rendement après rognage est : 76,8 %

Et la puissance absorbée égal à : 141 KW

Chapitre V Etude de pompage et protection des conduites contre le coup de Bélier

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

V .8.1 : Refoulement : SPM - Réservoir d'El-Ouricia (ROR)

a) Vannage

$$\eta_{inst\ av\ van} = 75,2 \%$$

$$h_v = H' - H_{app} = 146 - 144 = 2 \text{ m.}$$

$$\eta_{inst\ ap\ van} = 75,2 * \left(\frac{144}{146} \right) = 74,16 \%$$

La nouvelle puissance absorbée

$$Q = (Q_{app} / n)$$

Avec : n c'est le nombre de pompe en parallèle.

$$Q = (353 / 3) = 117,67 \text{ m}^3/\text{h.}$$

donc la puissance absorbée

$$P_{abs} = (\rho g * Q * HMT) / \eta = 61,7 \text{ KW}$$

b) Diminution de temps de pompage

Le nouveau temps de pompage sera :

$$t' = \frac{353 * 20}{380} = 18,58 \text{ h} = 18 \text{ h et } 34 \text{ min}$$

Le rendement correspondant au débit $Q_{pf} = 380 \text{ m}^3/\text{h}$ est 76,3 %

On détermine la nouvelle puissance absorbée sachant que :

$$Q = (Q_{pf} / n) = (380 / 3) = 126,67 \text{ m}^3/\text{h}$$

Donc la puissance serais : $P_{abs} = 59,5 \text{ KW}$

c) Rognage

$$H_{mt} = \frac{hmt * Q}{q} = \left(\frac{144}{353} \right) * Q = 0,408 Q$$

$$\frac{Q}{q} = \left[\frac{D}{d} \right]^2 \quad \text{Alors} \quad D = d * \left(\frac{q}{Q} \right)^{1/2} \quad \text{Donc} \quad D = 125 * \left(\frac{353}{380} \right)^{1/2} = 120,47 \text{ mm.}$$

Chapitre V Etude de pompage et protection des conduites contre le coup de Bélier

$$[d/D]^2 = 1/m^2 \quad \text{ce qui fait } m = 0.964$$

$$\text{Alors } R\% = (1-m)*100 = (1-0.964)*100 = 3.6 \% < 15 \%$$

Le rendement de rognage est inférieur à 15 % donc le rognage est efficace

Et le rendement après rognage est : 74,3 %

Et la puissance absorbée égale à : 57,4 KW

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

V .8.1 : Refoulement : SPM - Réservoir tampon El-Hamatia

a) Vannage

$$\eta_{inst \text{ av van}} = 76,1 \%$$

$$h_v = H' - H_{app} = 205 - 201,83 = 3,17 \text{ m.}$$

$$\eta_{inst \text{ ap van}} = 76,1 * \left(\frac{201,83}{205} \right) = 74.9 \%$$

La nouvelle puissance absorbée

$$Q = (Q_{app} / n)$$

Avec : n c'est le nombre de pompe en parallèle.

$$Q = (241,2 / 3) = 80,4 \text{ m}^3/\text{h.}$$

donc la puissance absorbée

$$P_{abs} = (\rho g * Q * HMT) / \eta = 79,66 \text{ KW}$$

b) Diminution de temps de pompage

Le nouveau temps de pompage sera :

$$t' = \frac{241,2 * 20}{360} = 13,4 \text{ h} = 13 \text{ h et } 24 \text{ min}$$

Le rendement correspondant au débit $Q_{pf} = 360 \text{ m}^3/\text{h}$ est 76,79 %

Chapitre V Etude de pompage et protection des conduites contre le coup de Bélier

On détermine la nouvelle puissance absorbée sachant que :

$$Q = (Q_{pf} / n) = (360 / 3) = 120 \text{ m}^3/\text{h}$$

Donc la puissance serait : $P_{abs} = 78,64 \text{ KW}$

c) Rognage

$$H_{mt} = \frac{h_{mt} * Q}{q} = \left(\frac{201,83}{241,2} \right) * Q = 0,837 Q$$

$$\frac{Q}{q} = \left[\frac{D}{d} \right]^2 \quad \text{Alors} \quad D = d * \left(\frac{q}{Q} \right)^{1/2} \quad \text{Donc} \quad D = 100 * \left(\frac{241,2}{360} \right)^{1/2} = 81,85 \text{ mm.}$$

$$[d/D]^2 = 1/m^2 \quad \text{ce qui fait} \quad m = 0,82$$

$$\text{Alors} \quad R\% = (1-m)*100 = (1-0,82)*100 = 18 \% > 15 \%$$

Le rendement de rognage est supérieur à 15 % donc le rognage n'est pas efficace

Et le rendement après rognage est : 78,8 %

Et la puissance absorbée égal à : 81.3 KW

- On opte pour le réglage par diminution de temps de pompage 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.

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. Refoulement : SPM – Réservoir de Setif02

Caractéristiques du moteur

- Fréquence : 60Hz
- Tension nominale : 400V

Chapitre V Etude de pompage et protection des conduites contre le coup de Bélier

- vitesse nominale : 1450tr/min
- Nombre de pôles : 4
- Puissance nominal : 200Kw
- Courent nominal : -A
- Type de moteur : 3~

V.9.3.Refolement : SP2 – Réservoir El-Ouricia

Caractéristiques du moteur

- Fréquence : 50Hz
- Tension nominale : 400V
- vitesse nominale : 1450 tr/min
- Nombre de pôles : 2
- Puissance nominal : 132Kw
- Courent nominal :-A
- Type de moteur : 3~

V.9.4.Refolement SPM – RTH

Caractéristiques du moteur

- Fréquence : 60Hz
- Tension nominale : 400V
- vitesse nominale : 2900 tr/min
- Nombre de pôles : 2
- Puissance nominal : 140Kw
- Courent nominal :-A
- Type de moteur : 3~

V .10 . Etude de la cavitation

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

Chapitre V Etude de pompage et protection des conduites contre le coup de Bélier

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.

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

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

prend : $r = 0,4$ 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 :

$$h_{asp adm} = (NPSH)_r + r - P_{atm} + T_v + \sum h_{p asp} + \frac{v^2}{2 * g}$$

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

- P_{at} : pression atmosphérique (m.c.e) ; $P_{at} = 10,33 - 0,00139 * H$

Avec: H : altitude de la station.

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

Tableau V.11: 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.

$$\Delta h_{asp} = (1.1 - 1.15) * \Delta h_{asp lin}$$

– $\Delta h_{asp lin}$ Elle sera estimée par : $\sum h_{asp lin} = 10 * \frac{L_{asp}}{1000}$

– V_{asp} : vitesse d'écoulement dans la conduite d'aspiration m/s $V_{asp} = \frac{4Q}{\pi D a^2}$

– Da : diamètre de la conduite d'aspiration $Da = (1.2-1.5) * DN1$

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

V.11. Calage de la pompe

Le calage de la pompe est de déterminer la côte exacte de l'axe de la pompe par rapport au niveau du plan d'eau d'aspiration pour qu'elle fonctionne sans le moindre risque de cavitation.

Pour les installations en charge :

$$\nabla_{axe} = \nabla_{min} - h_{asp adm} + r$$

Pour les installations en aspiration :

$$\nabla_{axe} = \nabla_{min} + h_{asp adm} - r$$

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

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

A.N

a) Refoulement : SPM- Réservoir de Sétif 02

- La charge nette d'aspiration requise : $(NPSH)_r = 3,95$ m
- La pression atmosphérique : $P_{at} = 10,33 - 0,00139 * 1065 = 8.85$ m
- La tension de vapeur d'eau à une température $T^\circ = 20$ °C : $T_v = 0,24$ mce
- Le diamètre de la conduite d'aspiration $D_a = (1.2 - 1.5) * DN1$

Donc $D_a = 1.2 * 200 = 240$ mm.

La vitesse d'aspiration : $V_{asp} = \frac{4Q}{\pi D_a^2}$

$$V_{asp} = \frac{4 * 326}{\pi * 0.24^2 * 3600} = 2,001 \text{ m/s.}$$

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

$$\sum h_{asp lin} = 10 * \frac{L_{asp}}{1000} = (10 * 30) / 1000 = 0,3 \text{ m.}$$

La perte de charge totale à l'aspiration $\Delta h_{asp} = (1.1 - 1.15) * \Delta h_{asp lin}$

Alors $\Delta h_{asp} = 1,13 * 0,3 = 0,339$ m.

La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{asp adm} = P_{atm} - (NPSH)_r - r - T_v - \sum h_{p asp} - \frac{v^2}{2 * g}$$

Chapitre V Etude de pompage et protection des conduites contre le coup de Bélier

$$h_{asp adm} = 3,95 + 0,3 + 0,24 + 0,339 - 8,85 + \frac{2,001^2}{2*9,81}$$

$$h_{asp adm} = -3,816 \text{ m.}$$

Donc on doit changer l'installation et la rendre une installation en aspiration

$$h_{asp adm} = (NPSH)_r + r - P_{atm} + T_v + \sum h_{p asp} + \frac{v^2}{2*g}$$

$$h_{asp adm} = 8,85 - 3,95 - 0,3 - 0,24 - 0,339 - \frac{2,001^2}{2*9,81}$$

$$h_{asp adm} = 3,816 \text{ m.}$$

La cote de l'axe de la conduite

$$\nabla_{axe} = \nabla_{min} + h_{asp adm} - r$$

$$\nabla_{axe} = 1065 + 3,816 - 0,3$$

$$\nabla_{axe} = 1068,516 \text{ m}$$

b) Refoulement : SPM- Réservoir El-Ouricia (ROR)

- La charge nette d'aspiration requise : $(NPSH)_r = 1,65 \text{ m}$
- La pression atmosphérique : $P_{at} = 10,33 - 0,00139 * 1065 = 8,85 \text{ m}$
- La tension de vapeur d'eau à une température $T^\circ = 20 \text{ }^\circ\text{C}$: $T_v = 0,24 \text{ mce}$
- Le diamètre de la conduite d'aspiration $D_a = (1,2 - 1,5) * DN1$

Donc $D_a = 1,2 * 150 = 180 \text{ mm.}$

La vitesse d'aspiration : $V_{asp} = \frac{4Q}{\pi D_a^2}$

$$V_{asp} = \frac{4 * 118}{\pi * 0,18^2 * 3600} = 1,29 \text{ m/s.}$$

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

$$\sum h_{asp lin} = 10 * \frac{L_{asp}}{1000} = (10 * 30) / 1000 = 0,3 \text{ m.}$$

La perte de charge totale à l'aspiration $\Delta h_{asp} = (1,1 - 1,15) * \Delta h_{asp lin}$

Alors $\Delta h_{asp} = 1,13 * 0,3 = 0,339 \text{ m.}$

La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{asp adm} = (NPSH)_r + r - P_{atm} + T_v + \sum h_{p asp} + \frac{v^2}{2*g}$$

$$h_{asp adm} = 1,65 + 0,3 + 0,24 + 0,339 - 8,85 + \frac{1,29^2}{2*9,81}$$

$$h_{asp adm} = -6,23 \text{ m.}$$

Chapitre V Etude de pompage et protection des conduites contre le coup de Bélier

Donc on doit changer l'installation et la rendre une installation en aspiration

$$h_{asp adm} = P_{atm} - (NPSH)_r - r - T_v - \sum h_{p asp} - \frac{v^2}{2 \cdot g}$$

$$h_{asp adm} = 8,85 - 1,65 - 0,3 - 0,24 - 0,339 - \frac{1,29^2}{2 \cdot 9,81}$$

$$h_{asp adm} = 6,23 \text{ m.}$$

La cote de l'axe de la conduite

$$\nabla_{axe} = \nabla_{min} + h_{asp adm} - r$$

$$\nabla_{axe} = 1065 + 6,23 - 0,5$$

$$\nabla_{axe} = 1070,73 \text{ m.}$$

c) Refoulement : SPM- Réservoir tampon El-Hamatia

- La charge nette d'aspiration requise : $(NPSH)_r = 3,37 \text{ m}$
- La pression atmosphérique : $P_{at} = 10,33 - 0,00139 \cdot 1065 = 8,85 \text{ m}$
- La tension de vapeur d'eau à une température $T^\circ = 20^\circ \text{C}$: $T_v = 0,24 \text{ m}$
- Le diamètre de la conduite d'aspiration $D_a = (1,2 - 1,5) \cdot DN1$

Donc $D_a = 1,2 \cdot 100 = 120 \text{ mm.}$

La vitesse d'aspiration : $V_{asp} = \frac{4Q}{\pi D_a^2}$

$$V_{asp} = \frac{4 \cdot 104}{\pi \cdot 0,12^2 \cdot 3600} = 2,55 \text{ m/s.}$$

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

$$\sum h_{asp lin} = 10 \cdot \frac{L_{asp}}{1000} = (10 \cdot 30) / 1000 = 0,3 \text{ m.}$$

La perte de charge totale à l'aspiration $\Delta h_{asp} = (1,1 - 1,15) \cdot \Delta h_{asp lin}$

Alors $\Delta h_{asp} = 1,13 \cdot 0,3 = 0,339 \text{ m.}$

La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{asp adm} = (NPSH)_r + r - P_{atm} + T_v + \sum h_{p asp} + \frac{v^2}{2 \cdot g}$$

$$h_{asp adm} = 3,37 + 0,3 + 0,24 + 0,339 - 8,85 + \frac{2,55^2}{2 \cdot 9,81}$$

$$h_{asp adm} = -4,30 \text{ m.}$$

Chapitre V Etude de pompage et protection des conduites contre le coup de Bélier

Donc on doit changer l'installation et la rendre une installation en aspiration

$$h_{asp adm} = P_{atm} - (NPSH) r - r - T_v - \sum h_{p asp} - \frac{v^2}{2 \cdot g}$$

$$h_{asp adm} = 8,85 - 3,37 - 0,3 - 0,24 - 0,339 - \frac{2,55^2}{2 \cdot 9,81}$$

$$h_{asp adm} = 4,3 \text{ m.}$$

La cote de l'axe de la conduite

$$\nabla_{axe} = \nabla_{min} + h_{asp adm} - r$$

$$\nabla_{axe} = 1065 + 4,3 - 0,3$$

$$\nabla_{axe} = 1069 \text{ m.}$$

Conclusion

On a adapté pour des pompes centrifuges multicellulaires a axe horizontales type CAPRARI pour les trois stations de pompage .Ces pompes seront entrainées par des moteurs électriques asynchrones triphasés de même marque, afin d'assurer le bon fonctionnement des pompes tous tenant en compte l'effet de la cavitation, ce qui nous somme astreint de faire le calage et la bonne disposition des pompes.

Chapitre VI :
Accessoires et Pose de
canalisation

V.1. Accessoires

Sur une canalisation d'adduction, différents organes et accessoires sont installés pour :

- Assurer un bon écoulement.
- Régulariser les pressions et mesurer les débits.
- Protéger les canalisations.

V.1.1. Robinets Vannes

Ce sont des appareils de sectionnement utilisés pour le cas de manœuvres lentes pour les gros diamètres. L'obturation est obtenue pour une rotation de 90° de la partie tronconique.

On distingue plusieurs types de robinet vanne :

➤ Robinet vanne à coin

Les vannes à coin sont des organes d'arrêt pour les conduites. Elles ne peuvent être employées comme organe de régulation. L'arrêt se fait par un obturateur en forme de coin. Les vannes à coin se divisent, conformément aux paliers de pression et à la forme du corps, en :

a. Vanne à cage méplate

Elles sont en fonte avec tige filetée. Elles sont utilisées pour :

- Eau jusqu'à 40°C.
- Vapeur jusqu'à 150°C.
- Air jusqu'à 150°C.
- Huile jusqu'à 150°C.

Leurs caractéristiques sont représentées sur le tableau

Tableau VI.1 : Les caractéristiques de la vanne à cage méplate

DN [mm]	PN [Bars]	Raccord	Type
40-80	6	À bride PN 10	2300
100-300	4		
350-600	2,5		

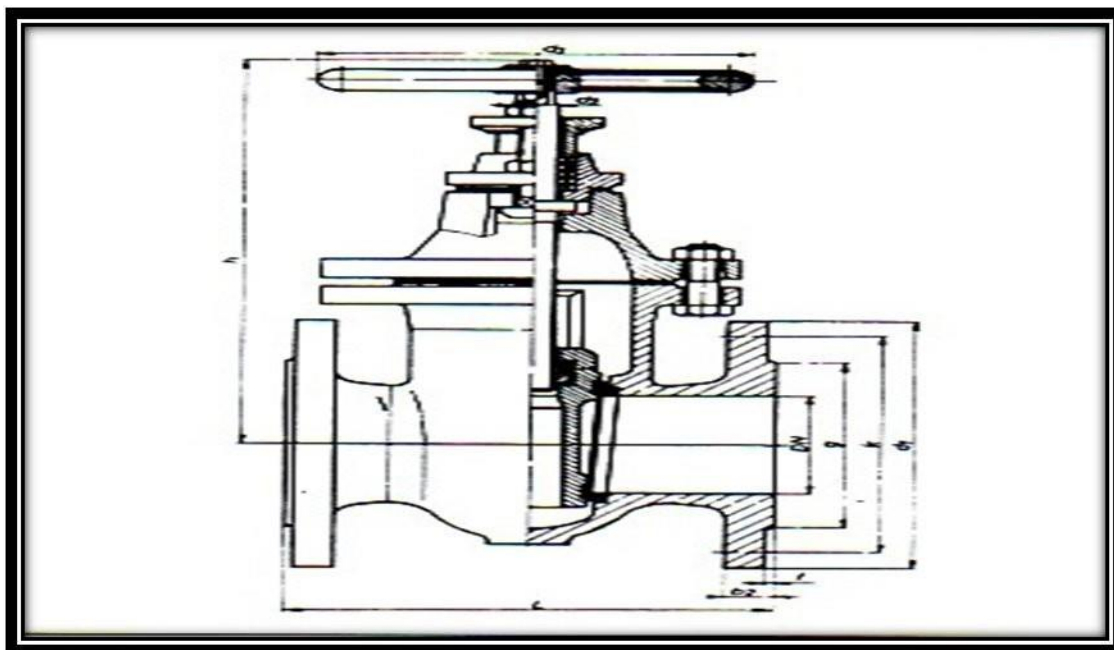


Figure VI.1 : Robinet vanne à cage méplate

b. Vanne à cage ovale

Elles sont en fonte avec tige filetée intérieure. Elles sont utilisées pour:

- Eau jusqu'à 40°C.
- Vapeur jusqu'à 150°C.
- Air jusqu'à 150°C.

Les caractéristiques de cette vanne sont représentées dans le tableau

Tableau VI.2 : Les caractéristiques de vanne à cage ovale

DN [mm]	PN [Bars]	Raccord	Type
40-65	16	à bride PN 10	2100
80-600	10		

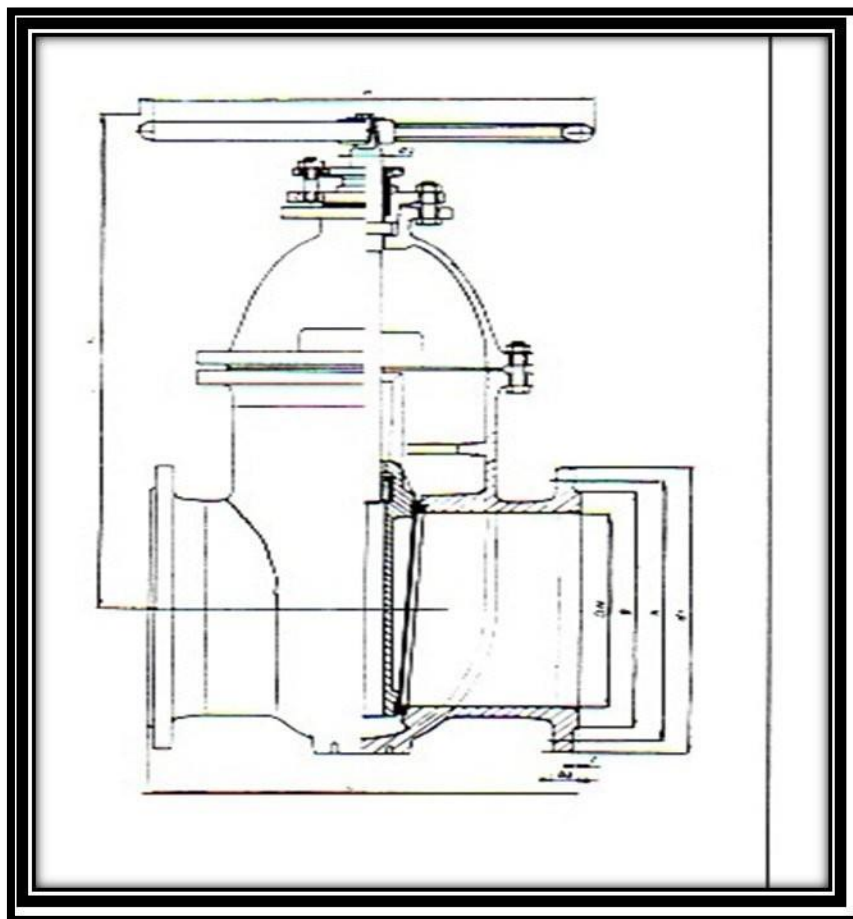


Figure VI.2 : vanne à cage ovale

c. Vanne à cage ronde

Elles sont en fonte avec tige filetée intérieure. Elles sont utilisées pour :

- eau jusqu'à 40°C.
- Pour air ? jusqu'à 150°C.

Elles existent encore en PN 25, pour eau à 40°C : DN80-100-150.

Les caractéristiques de cette vanne sont représentées sur tableau

Tableau VI.3 : Les caractéristiques de vanne à cage ronde

DN [mm]	PN [Bars]	Raccord	Type
80-300	16	à bride PN 16	2580-1
350-400			
400-450			
500-600			

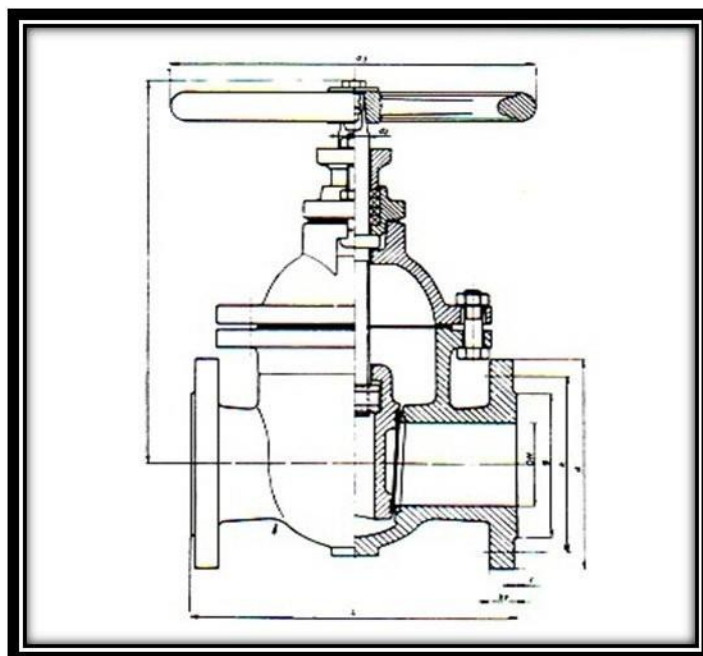


Figure VI.3 : vanne à cage ronde

d. Robinet vanne à opercule métallique

Les robinets vannes à opercule métallique sont conçus pour l'équipement des :

- Réseaux d'adduction et de distribution d'eau.
- Réseaux d'irrigation.
- Réseaux de protection incendie.
- Centrales thermiques.

Les caractéristiques de cette vanne sont représentées sur le Tableau

Tableau VI.4 : Les caractéristiques de Robinet vanne à opercule métallique

DN [mm]	PN [Bars]	Raccord	Type
40	16	À bride PN 16	/
50			
65			
80			
100			
125			
150			
200			

Les robinets d'arrêt ou de prise sont utilisés dans le réseau au niveau des branchements

e. Les vannes papillons

Ce sont des vannes à survitesses utilisées surtout au niveau des réservoirs d'eau (sortie de la conduite), c'est une vanne se fermant sous la pression de l'eau, à ne pas utiliser à l'aval d'une conduite. Elle occasionne une faible perte de charge.

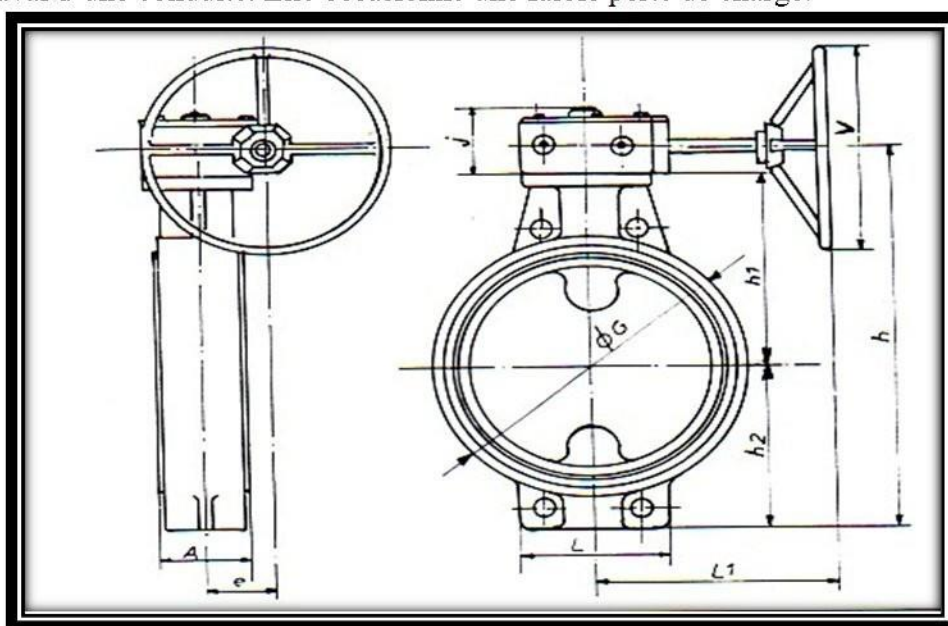


Figure VI.4 : Les vannes papillons

V.1.2. Les ventouses

On trouve sur le marché deux types de ventouses :

- Ventouse simple : elle assure le dégazage des conduites à haute pression.
- Ventouse à deux orifices : elle est formée d'une enceinte en communication avec la conduite, dans laquelle un flotteur vient obturer l'orifice calibré. Le flotteur est cylindrique ou sphérique. Il peut être couvert d'une enveloppe en caoutchouc. Les appareils se placent au niveau des points hauts des conduites où se rassemble l'air, soit au moment de remplissage soit en cours de fonctionnement. C'est également en ces points qu'il faut faire une admission de l'air lors des vidanges.

Le choix de l'appareil dépend du mode de remplissage choisi, généralement on admet un remplissage à débit réduit avoisinant 1/10 du débit nominal. La vitesse de l'eau est alors faible ce qui entraîne une surpression faible au niveau de la ventouse.

On distingue :

Les ventouses manuelles qui sont constituées d'une prise verticale montée sur la génératrice supérieure d'un tuyau et d'un robinet à commande manuelle.

Les ventouses automatiques comportant un flotteur sphérique logé dans un corps en fonte mis à la pression atmosphérique par un orifice placé à la partie supérieure du couvercle.

En fonctionnement normal, la ventouse est pleine d'eau, le flotteur est plaqué sur l'orifice ce qui rend le dispositif étanche. Lorsqu'une poche d'air se produit, le niveau baisse dans le corps de l'appareil, le flotteur descend et libère l'orifice par lequel l'air peut s'échapper.

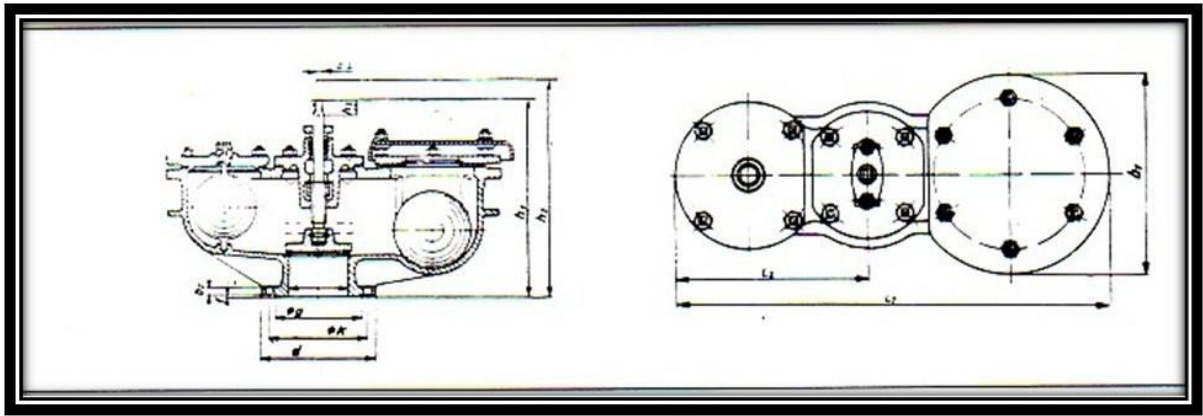


Figure VI.5 : ventouse a deux flotteurs

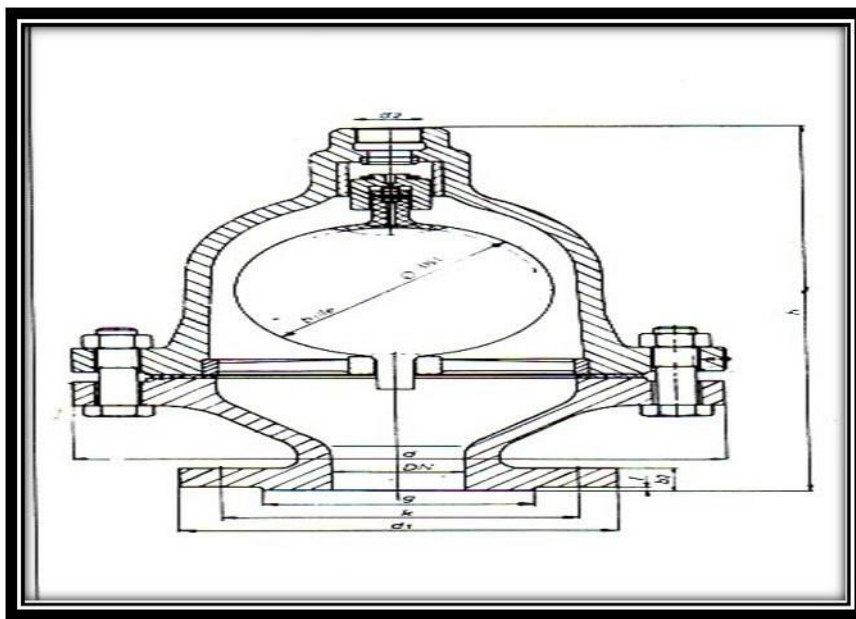


Figure VI.6 : Ventouse a un seul flotteur

V.1.3.Régulateurs de pressions

➤ 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. Quel que soit le débit et la pression en eau, il faut maintenir ces appareils en état de propreté pour limiter les frottements entre pièces mobiles et éviter le coincement. Dans notre projet, l'eau à véhiculer est une eau de source ne contenant pas de matières en suspension. D'après les informations recueillies sur le catalogue des pièces spéciales de l'entreprise BAYARD, nous avons :

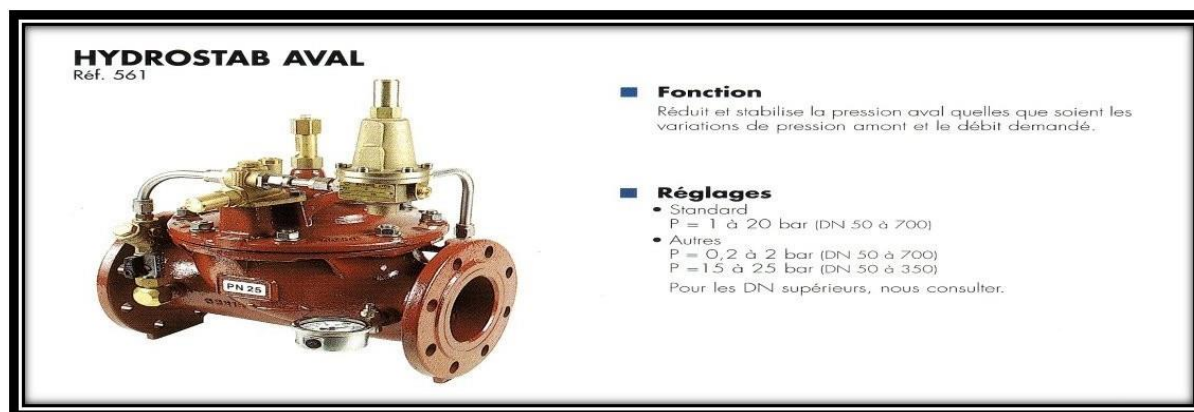


Figure VI.7 : Régulateur de pression aval

➤ **Régulateur de pression amont**

Ce sont les mêmes appareils que les régulateurs aval mais inversé. Le réglage étant effectué par la pression amont. Cet appareil est destiné principalement à maintenir une pression suffisante dans les conduites gravitaires.

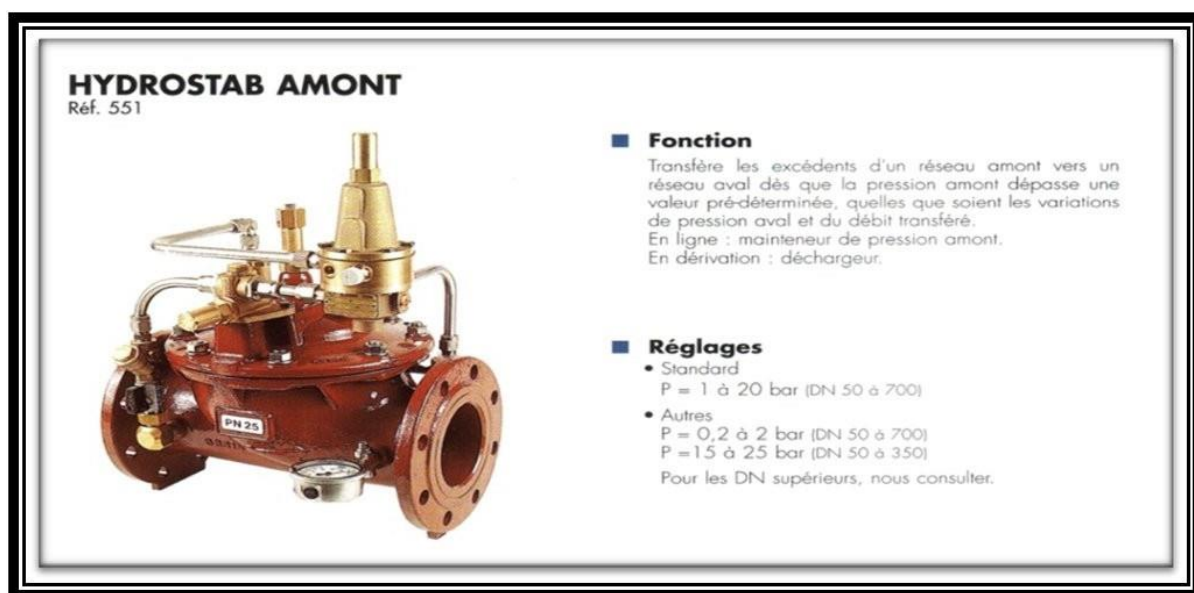


Figure VI.8 : Régulateur de pression amont

➤ Régulateur de pression amont et aval

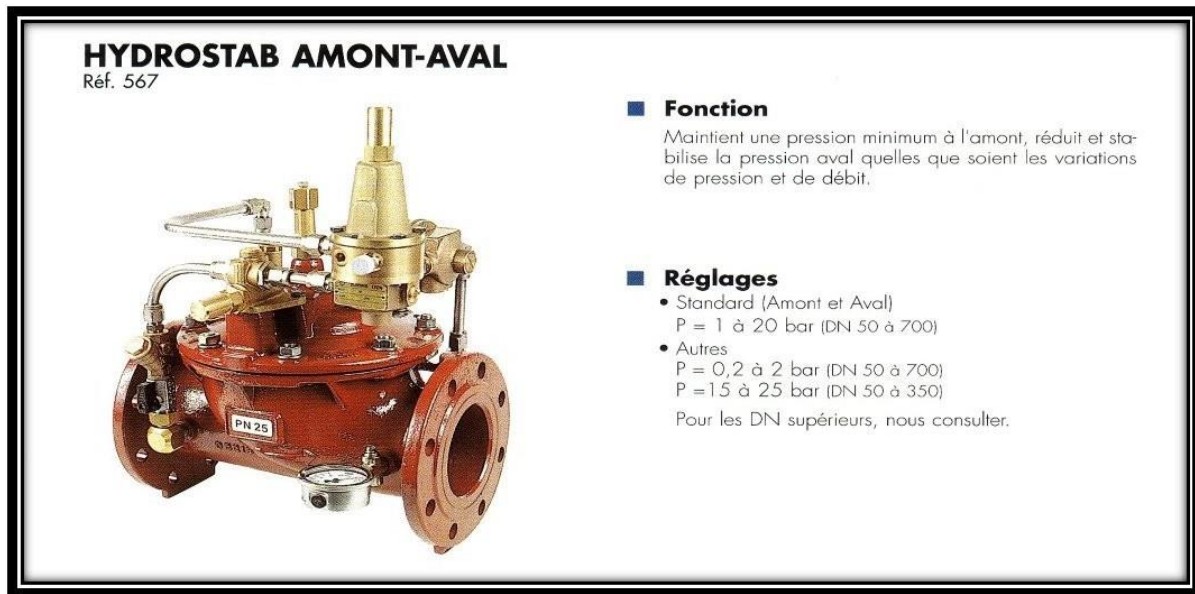


Figure VI.9: Régulateur de pression amont et aval

VI.2 Principe de pose de canalisation

Le principe de pose de la canalisation est pratiquement le même pour toutes les conduites. Par contre le mode de pose varie d'un terrain à l'autre, ceci dans le but de diminuer l'effet des différentes contraintes agissant sur la canalisation. En principe pour permettre un écoulement naturel des eaux d'infiltration, la pose de canalisation s'effectue à partir des points hauts. Si la canalisation est posée en tranchée, celle-ci doit être suffisamment large (minimum 80 cm), de façon à permettre l'accès facile aux ouvriers pour effectuer les travaux nécessaires. Au niveau des joints, la tranchée devra présenter un élargissement plus important.

L'épaisseur du remblai au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite est variable suivant les régions du fait du gel. En général, elle est de 1 m. Une conduite doit être toujours posée avec une légère pente afin de créer des points bas pour la vidange, et des points hauts pour l'évacuation de l'air entraîné soit lors du remplissage de la conduite soit pendant le fonctionnement. On adopte en conséquence un tracé en dents de scie avec des pentes de quelques millimètres par mètre et des changements de pente tous les 200 à 400 m.

Les canalisations doivent être éloignées lors de la pose de tout élément dure d'environ 10 m, de 30 cm des câbles électriques et de 60 cm des canalisations de gaz.

VI.2.1. Pose de canalisation dans un terrain ordinaire

La canalisation est posée dans une tranchée ayant une largeur minimale de 60 cm. Le fond de la tranchée est recouvert d'un lit de sable d'une épaisseur de 15 à 20 cm convenablement nivelé. Avant la mise en fouille, on possède à un triage de conduite de façon à écarter celle qui ont subi des chocs, des fissures, ..., après cela on pratique la décente en lit soit manuellement soit mécaniquement d'une façon lente. Dans le cas d'un soudage de joints, cette opération doit être faite de préférence en fond de tranchée en calant la canalisation soit avec des butés de terre soit avec des tronçons de madriers en bois disposés dans le sens de la longueur de la tranchée.

Pour plus de sécurité, l'essai de pression des conduites et des joints doit toujours avoir lieu avec remblaiement. L'essai consiste au remplissage de la conduite par l'eau sous une pression de 1,5 fois la pression de service à laquelle sera soumise la conduite en cours de fonctionnement. Cette épreuve doit durer 30 min environ, la variation de niveau ne doit pas excéder 0,2 Bars.

Le remblaiement doit se faire par couche de 20 à 30 cm exempt de pierre et bien pilonné et sera par la suite achevé avec des engins.

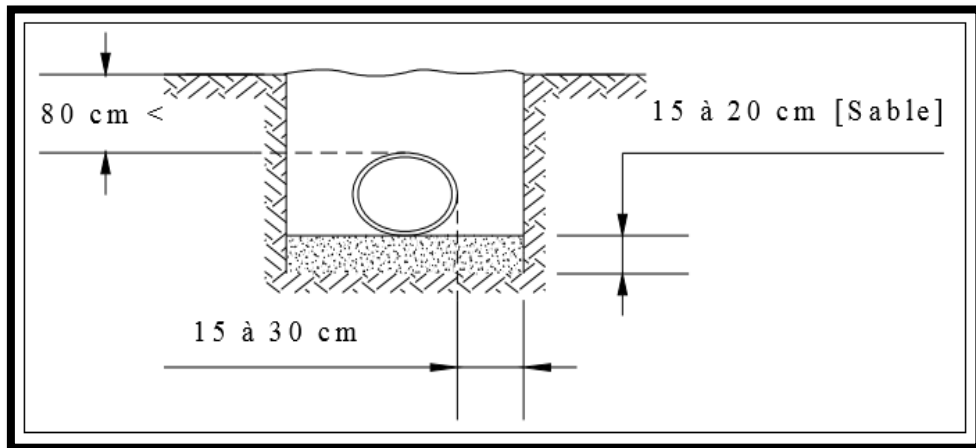


Figure VI.10 : Pose de canalisation dans un terrain ordinaire

VI.2.2. Pose de canalisation dans un mauvais terrain

Si le terrain est de mauvaise qualité on peut envisager quelques solutions :

1. Cas d'un terrain peu consistant :

Pour éviter tout mouvement de la canalisation, celle-ci doit être posée sur une semelle, en béton armé. La semelle peut être continue ou non en fonction de la nature du sol.

2. Cas d'un terrain mouillé :

Il faut convenir dans la tranchée à un moyen pour le drainage (conduite par exemple) couvert d'un lit de gravier de gros diamètre et par la suite un lit en béton sur lequel repose la canalisation.

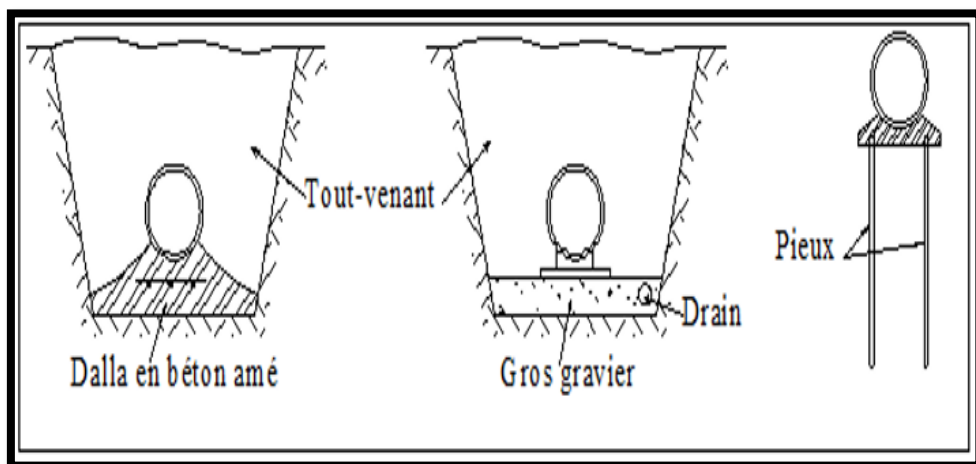


Figure VI.11 : Pose de canalisation dans un terrain mouillé

VI.2.3. Pose de canalisation en galerie

Dans certains cas le tracé de la canalisation peut rencontrer des obstacles qui nous obligent à placer la conduite dans une galerie.

Les conduites de diamètre important (sauf aqueducs) doivent être placées sur des madriers (bois de chêne) et calées de part et d'autre pour éviter tout mouvement.

Les canalisations de petit diamètre peuvent être placées dans un fourreau de diamètre supérieur et reposant sur des tasseaux en béton. Les robinets vannes sont placés des deux côtés de la route.

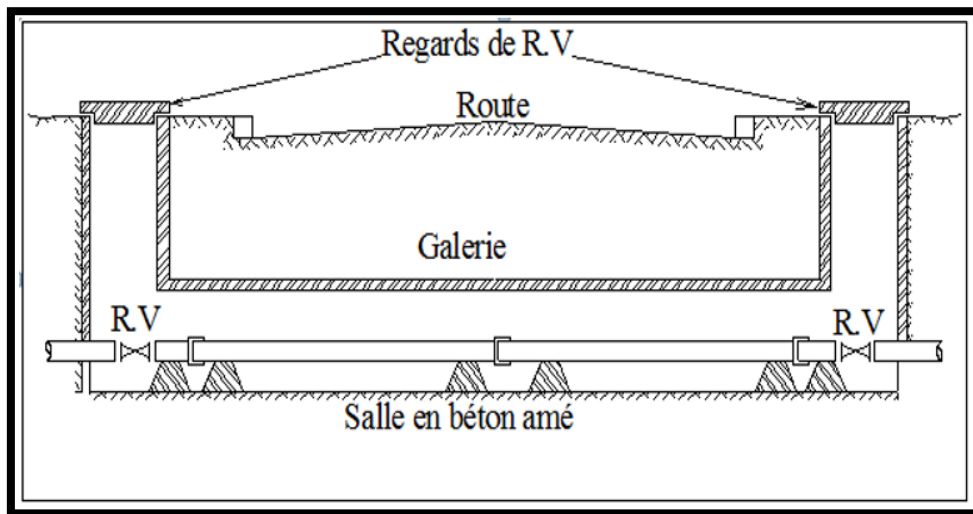


Figure VI.12 : Pose de canalisation en galerie

IV.3. Ouvrages particuliers

Les conduites d'adduction seront amenées à franchir les éléments suivants :

- Des autoroutes et routes à double voies,
- Des routes nationales (RN) et routes secondaires (CW),
- Des voies ferrées,
- Des grands oueds,
- Des oueds moyens,
- Des chaabets ou petits cours d'eau,
- Des pistes,
- Des conduites de gaz,
- Des conduites de transfert d'eau (ANBT ou ADE).

Les techniques de franchissement prévues dans ce projet sont les suivantes :

✓ **Pour les autoroutes et routes à double voies :**

- Les traversées s'effectueront par un fonçage d'un fourreau en acier sous la voirie, la conduite passant à l'intérieur de ce fourreau. La distance entre la chaussée et la génératrice supérieure de la conduite égale à deux fois le diamètre de la gaine, sera également respectée. Cette conduite est équipée de deux vannes de sectionnement de part et d'autre de la traversée. Chaque vanne sera accompagnée par une ventouse et vidange.
- Cette méthode permet de ne pas perturber la circulation routière et de faciliter la gestion et l'exploitation de l'ouvrage par la suite.

✓ **Pour les routes nationales (RN) et routes secondaires (CW) :**

- Les traversées d'axes routiers (routes nationales, chemins de wilaya et communal) seront réalisées en tranchée, avec pose de fourreaux préfabriqués en béton armé, et les conduites fixées dans ces fourreaux par des cales. Les travaux seront réalisés par demi-chaussée successive, afin de ne pas couper totalement la circulation.

✓ **Pour les voies ferrées :**

- Les traversées de voies ferrées seront réalisées par fonçage horizontal avec pose d'une gaine d'acier à l'intérieur de laquelle sera posée la conduite. La distance entre les rails et la génératrice supérieure de la conduite égale à deux fois le diamètre de la gaine selon les prescriptions de la SNTF. Cette conduite sera équipée de part et d'autre de la voie ferrée par une vanne de sectionnement, une ventouse et une vidange.
- Cette méthode permet de ne pas perturber la circulation ferroviaire et de faciliter la gestion et l'exploitation de l'ouvrage par la suite.

✓ **Pour les grands oueds :**

- Les travaux de traversée auront lieu pendant la période de l'étiage, durant laquelle le débit est le plus faible.
- La première étape de la traversée consiste à poser des batardeaux en amont et en aval de l'axe de la fouille et à créer une dérivation de l'oued par canal à ciel

ouvert ou par conduite. Une fois ce système installé, les excavations peuvent commencer. L'emprise de la tranchée doit être minimisée au maximum (berges verticales avec dispositif de blindage).

- La conduite sera installée dans un dalot en béton armé posé sur une couche de béton de propreté. Ce dalot devra être calé à une profondeur telle que la hauteur de couverture minimale soit au moins de 1 m. La fouille du dalot sera remblayée avec une couche filtrante en gravier (épaisseur 20 cm), puis par des enrochements tapissant le fond de l'oued sur les 5 premiers mètres de part et d'autre de l'axe de la conduite, et sur 0.80m d'épaisseur minimum, afin d'éviter tout phénomène d'érosion. Une fois ces opérations effectuées, la déviation et les batardeaux sont retirés et l'oued reprend son cours normal
- Les traversées de grands oueds se font par siphon équipé de part et d'autre de la traversée par des vannes de sectionnement, ventouse et vidange

✓ **Pour les oueds moyens :**

- Les travaux de traversée auront lieu pendant la période de l'étiage,
- Les traversées d'oued de taille moyenne seront réalisées par ouverture d'une tranchée et la pose d'un dalot préfabriqué en béton armé à l'intérieur duquel sera calée la conduite. Ce dalot sera posé sur une couche de béton de propreté et calé de manière à ce que le haut de la fouille soit recouvert par une couche filtrante en gravier (épaisseur 20 cm), puis par des enrochements sur 60cm d'épaisseur minimum. Ces enrochements devront dépasser de 4m de part et d'autre de la conduite, afin d'éviter le phénomène d'érosion.

✓ **Pour les chaabets ou petits cours d'eau :**

- Les travaux de traversée auront lieu pendant la période de l'étiage,
- Les traversées seront réalisées par passage sous le chaabet, afin de ne pas altérer leur capacité hydraulique.
- La conduite sera posée sur une couche de 20 cm sable, et sera recouverte par une dalle en béton armé dosé à 350 kg/m³ d'épaisseur 20cm.
- La hauteur de couverture sur la conduite au droit du chaabet sera au minimum de 1 mètre, incluant une couche filtrante en gravier (épaisseur 20 cm) et une couche d'enrochement tapissant le fond de l'oued sur une épaisseur de 60 cm et une distance d'au moins 3 m de part et d'autre de l'axe de la conduite (vers l'amont et vers l'aval).

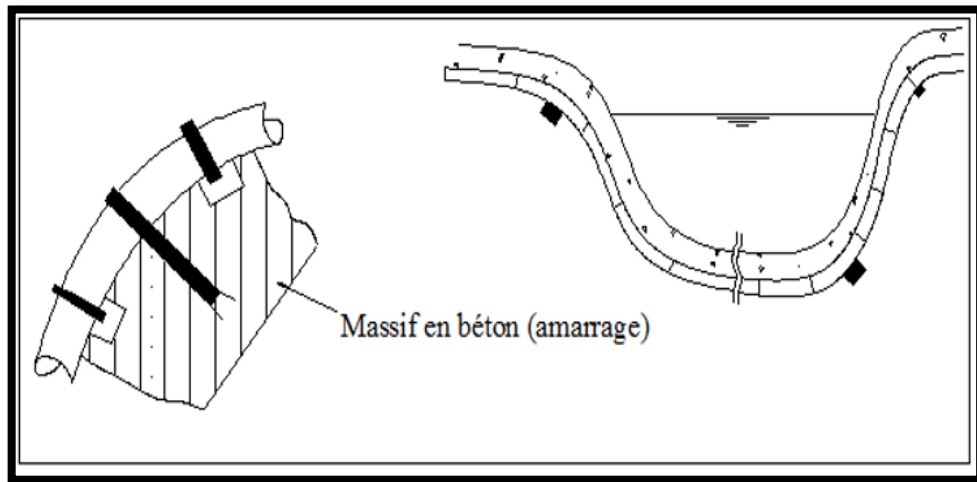


Figure VI.13 : Massif en béton

✓ **Pour les pistes :**

- Après l'ouverture de la tranchée sur piste, la conduite sera posée sur un lit de sable (épaisseur 20cm), enrobée de remblai bien compacté soigneusement par couche de 0.30 m maximum et recouverte d'une dalle en béton armé dosé à 350 kg/m³ (épaisseur 20 cm).

✓ **Pour les conduites de gaz (SONELGAZ) et d'eau brute ou potable (ANBT ou ADE) :**

- Avant d'entamer les travaux de traversée des conduites de gaz, l'organisme gestionnaire (GRTG, filiale SONELGAZ) doit exécuter des puits de localisation de la conduite afin de concevoir d'un commun accord, les modalités pratiques de croisement avec les conduites projetées.
- Il en sera fait de même pour les traversées des conduites d'eau brute ou potable avec les organismes gestionnaires (ANBT ou ADE)
- Un fois les travaux de traversée effectués il sera apporté un soin particulier à la protection des conduites à l'endroit de la traversée.

Chapitre VII :
Estimation quantitative et
financière du système de
transfert d'eau

INTRODUCTION

Ce chapitre consiste à faire une estimation quantitative et financière de notre système de transfert

VII.1. Calcul du volume des terrassements

VII.1.1. Décapage de la couche végétale ou la couche de goudron

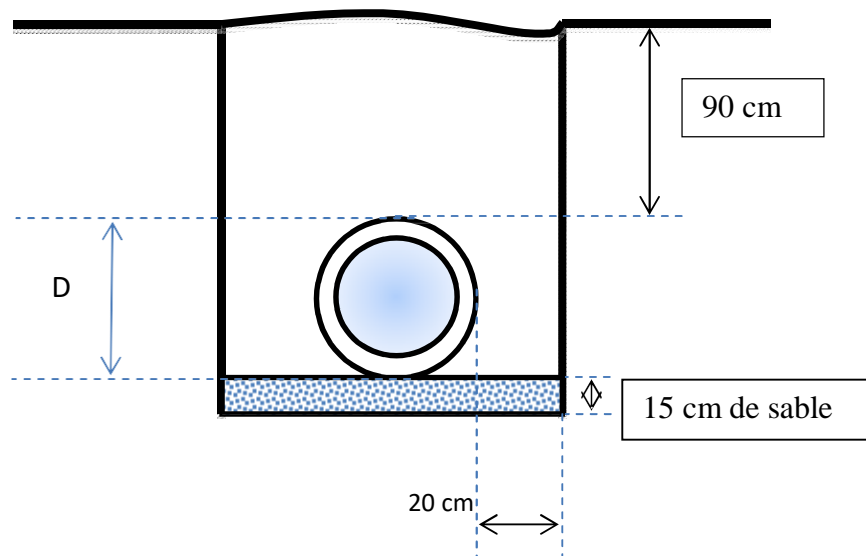


Figure VII.1 : Coupe de la tranchée dans un terrain ordinaire.

Le volume de la couche à décaper est :

$$V = B \times h \times L \text{ (m}^3\text{)}$$

B : largeur de la couche végétale (m) **h :** hauteur de la couche ($h = 0.1$ m) **L :** longueur totale des tranchées (m)

- Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau VII.1

Chapitre VII Estimation quantitative et financière du système de transfert d'eau

Tableau VII.1 : calcul du volume de la couche végétale ou du goudron pour les adductions

Diamètre (mm)	longueur de la conduite (m)	largeur de la tranchée b(m)	Volume de la couche végétale (m3)
800	4443	1.2	533.16
400	2802	0.8	224.16
315	2371	0.715	169.5265
1000	4423.23	1.4	619.2522
450	1556	0.85	132.26
400	4328	0.8	346.24
600	148.58	1	14.858
1800	5357.77	2.2	1178.7094
1000	335.38	1.4	46.9532
1400	4247.66	1.8	764.5788
1200	4425	1.6	708
600	1770	1	177
1000	17200.27	1.4	2408.0378
600	3268.63	1	326.863
315	1201	0.715	85.8715
400	13304.4	0.8	1064.352
1000	9687.31	1.4	1356.2234
315	453	0.715	32.3895
700	2380.8	1.1	261.888
400	2443	0.8	195.44
315	2100	0.715	150.15
315	6542	0.715	467.753
160	855	0.56	47.88

Donc le volume total de la couche végétale :

$$V_s = 11311,54 \text{ m}^3$$

Chapitre VII Estimation quantitative et financière du système de transfert d'eau

VII.1.2. Calcul du volume des déblais

Diamtres	longueur de la conduite (m)	largeur de la tranchée b(m)	profondeur de la tranchée (m)	volume du déblais (m)
800	4443	1.2	1.85	9863.46
400	2802	0.8	1.45	3250.32
315	2371	0.715	1.365	2314.036725
1000	4423.23	1.4	2.05	12694.6701
450	1556	0.85	1.5	1983.9
400	4328	0.8	1.45	5020.48
600	148.58	1	1.65	245.157
1800	5357.77	2.2	2.85	33593.2179
1000	335.38	1.4	2.05	962.5406
1400	4247.66	1.8	2.45	18732.1806
1200	4425	1.6	2.25	15930
600	1770	1	1.65	2920.5
1000	17200.27	1.4	2.05	49364.7749
600	3268.63	1	1.65	5393.2395
315	1201	0.715	1.365	1172.145975
400	13304.4	0.8	1.45	15433.104
1000	9687.31	1.4	2.05	27802.5797
315	453	0.715	1.365	442.116675
700	2380.8	1.1	1.75	4583.04
400	2443	0.8	1.45	2833.88
315	2100	0.715	1.365	2049.5475
315	6542	0.715	1.365	6384.82845
160	855	0.56	1.21	579.348

la surface à calculer est la surface rectangulaire

$$S = b * H$$

$$b = 0.3 \times (N-1) + (0.2 \times 2) + (\emptyset \times N)$$

Chapitre VII Estimation quantitative et financière du système de transfert d'eau

N = nombre de conduite = 1 H= 0,9 + Ø + 0,15

Donc b = 0,4 + Ø Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau VII.2

Tableau VII.2 : Calcul du volume de déblai pour les adductions

Donc le volume total de déblai est : $V_a = 223\,549,07\text{ m}^3$.

VII.1.3. Calcul du volume de lit de sable

Ce lit correspond à une couche de sable de 10 cm sur le fond de la tranchée, c'est donc une surface constante le long de la tranchée. On calcul cette surface en utilisant la formule suivante :

$$S = e \times b \times L$$

Tableau VII.3 : Calcul du volume de sable pour les adductions

Diamètre (mm)	longueur de la conduite (m)	largeur de la tranchée b(m)	Volume du lit de sable (m3)
800	4443	1.2	799.74
400	2802	0.8	336.24
315	2371	0.715	254.28975
1000	4423.23	1.4	928.8783
450	1556	0.85	198.39
400	4328	0.8	519.36
600	148.58	1	22.287
1800	5357.77	2.2	1768.0641
1000	335.38	1.4	70.4298
1400	4247.66	1.8	1146.8682
1200	4425	1.6	1062
600	1770	1	265.5
1000	17200.27	1.4	3612.0567
600	3268.63	1	490.2945
315	1201	0.715	128.80725
400	13304.4	0.8	1596.528
1000	9687.31	1.4	2034.3351
315	453	0.715	48.58425
700	2380.8	1.1	392.832

Chapitre VII Estimation quantitative et financière du système de transfert d'eau

400	2443	0.8	293.16
315	2100	0.715	225.225
315	6542	0.715	701.6295
160	855	0.56	71.82

Donc le volume total du lit de sable est : $V_s = 16\,967,32 \text{ m}^3$

VII.1.4. Calcul du volume de remblai

Ce volume est déduit à partir du volume du déblai. C'est le volume qu'occupe la conduite avec le volume occupé par le lit de sable

$$V_r = V_d - (V + V_s)$$

V_r : Volume du remblai compacté (m^3) ;

V_d : Volume du déblai (m^3) ;

V_s : Volume du sable (m^3) ;

V : Volume occuper par la conduite (m^3) ;

$$V = L * \frac{\pi * \emptyset^2}{4}$$

L : Longueur de la conduite (m).

\emptyset : Diamètre de la conduite(m).

Donc les volumes des travaux pour la conduite sont tablés dans le tableau VII.4.

Chapitre VII Estimation quantitative et financière du système de transfert d'eau

Tableau VII.4: calcul du volume de remblai pour les adductions

Diamètre (mm)	longueur de la conduite (m)	largeur de la tranchée b(m)	Volume du lit de sable (m3)	volume du déblais (m3)	volume occupé par la conduite (m3)	volume du remblais (m3)
800	4443	1.2	799.74	9863.46	2233.272173	6830.447827
400	2802	0.8	336.24	3250.32	352.1060448	2561.973955
315	2371	0.715	254.28975	2314.036725	184.7727952	1874.97418
1000	4423.23	1.4	928.8783	12694.6701	3473.96061	8291.83119
450	1556	0.85	198.39	1983.9	247.4685351	1538.041465
400	4328	0.8	519.36	5020.48	543.8668672	3957.253133
600	148.58	1	22.287	245.157	42.00956863	180.8604314
1800	5357.77	2.2	1768.0641	33593.2179	13633.7223	18191.4315
1000	335.38	1.4	70.4298	962.5406	263.4040982	628.7067018
1400	4247.66	1.8	1146.8682	18732.1806	6538.696587	11046.61581
1200	4425	1.6	1062	15930	5004.50508	9863.49492
600	1770	1	265.5	2920.5	500.450508	2154.549492
1000	17200.27	1.4	3612.0567	49364.7749	13508.92006	32243.79814
600	3268.63	1	490.2945	5393.2395	924.1737537	3978.771246
315	1201	0.715	128.80725	1172.145975	93.59431762	949.7444074
400	13304.4	0.8	1596.528	15433.104	1671.862835	12164.71317
1000	9687.31	1.4	2034.3351	27802.5797	7608.316401	18159.9282
315	453	0.715	48.58425	442.116675	35.30243621	358.2299888
700	2380.8	1.1	392.832	4583.04	916.2296909	3273.978309
400	2443	0.8	293.16	2833.88	306.9932432	2233.726757
315	2100	0.715	225.225	2049.5475	163.6536778	1660.668822
315	6542	0.715	701.6295	6384.82845	509.8201714	5173.378779
160	855	0.56	71.82	579.348	17.19061632	490.3373837

Chapitre VII Estimation quantitative et financière du système de transfert d'eau

Donc le volume total du remblai est :

$$V_r = 147\,807,46 \text{ m}^3$$

VII.1.5. Volume excédentaire

$$V_{exc} = V_f - V_r$$

V_{exc} : Volume du sol excédentaire en (m^3). V_f : Volume du sol foisonné en (m^3).

Avec :

$$V_f = V_d \cdot K_f$$

V_d : Volume du déblai en (m^3)

K_f : Coefficient de foisonnement dépendant de la nature de sol pour notre cas on a : $K_f = 1,24$.

Tableau VII.5: calcul du volume excédentaire pour les adductions

Diamètre (mm)	volume des déblais (m)	volume des sols fusionnés (m ³)	volume des remblais (m ³)	volume excédentaire (m ³)
800	9863.46	12230.6904	6830.447827	5400.242573
400	3250.32	4030.3968	2561.973955	1468.422845
315	2314.036725	2869.405539	1874.97418	994.4313592
1000	12694.6701	15741.39092	8291.83119	7449.559734
450	1983.9	2460.036	1538.041465	921.9945351
400	5020.48	6225.3952	3957.253133	2268.142067
600	245.157	303.99468	180.8604314	123.1342486
1800	33593.2179	41655.5902	18191.4315	23464.15869
1000	962.5406	1193.550344	628.7067018	564.8436422
1400	18732.1806	23227.90394	11046.61581	12181.28813
1200	15930	19753.2	9863.49492	9889.70508
600	2920.5	3621.42	2154.549492	1466.870508
1000	49364.7749	61212.32088	32243.79814	28968.52273
600	5393.2395	6687.61698	3978.771246	2708.845734
315	1172.145975	1453.461009	949.7444074	503.7166016
400	15433.104	19137.04896	12164.71317	6972.335795
1000	27802.5797	34475.19883	18159.9282	16315.27063

Chapitre VII Estimation quantitative et financière du système de transfert d'eau

315	442.116675	548.224677	358.2299888	189.9946882
700	4583.04	5682.9696	3273.978309	2408.991291
400	2833.88	3514.0112	2233.726757	1280.284443
315	2049.5475	2541.4389	1660.668822	880.7700778
315	6384.82845	7917.187278	5173.378779	2743.808499
160	579.348	718.39152	490.3373837	228.0541363

Donc le volume total excédentaire est :

$$V_r = 129\,393,39 \text{ m}^3$$

Tableau VII.6: Le volume Total des travaux pour les adductions

Diamètre (mm)	longueur de la conduite (m)	Volume de la couche végétale (m3)	Volume du lit de sable (m3)	volume des déblais (m)	volume des remblais (m3)	volume excédentaire (m3)
800	4443	533.16	799.74	9863.46	6830.447827	5400.242573
400	2802	224.16	336.24	3250.32	2561.973955	1468.422845
315	2371	169.5265	254.28975	2314.036725	1874.97418	994.4313592
1000	4423.23	619.2522	928.8783	12694.6701	8291.83119	7449.559734
450	1556	132.26	198.39	1983.9	1538.041465	921.9945351
400	4328	346.24	519.36	5020.48	3957.253133	2268.142067
600	148.58	14.858	22.287	245.157	180.8604314	123.1342486
1800	5357.77	1178.7094	1768.0641	33593.2179	18191.4315	23464.15869
1000	335.38	46.9532	70.4298	962.5406	628.7067018	564.8436422
1400	4247.66	764.5788	1146.8682	18732.1806	11046.61581	12181.28813
1200	4425	708	1062	15930	9863.49492	9889.70508
600	1770	177	265.5	2920.5	2154.549492	1466.870508
1000	17200.27	2408.0378	3612.0567	49364.7749	32243.79814	28968.52273
600	3268.63	326.863	490.2945	5393.2395	3978.771246	2708.845734
315	1201	85.8715	128.80725	1172.145975	949.7444074	503.7166016
400	13304.4	1064.352	1596.528	15433.104	12164.71317	6972.335795
1000	9687.31	1356.2234	2034.3351	27802.5797	18159.9282	16315.27063

Chapitre VII Estimation quantitative et financière du système de transfert d'eau

315	453	32.3895	48.58425	442.116675	358.2299888	189.9946882
700	2380.8	261.888	392.832	4583.04	3273.978309	2408.991291
400	2443	195.44	293.16	2833.88	2233.726757	1280.284443
315	2100	150.15	225.225	2049.5475	1660.668822	880.7700778
315	6542	467.753	701.6295	6384.82845	5173.378779	2743.808499
160	855	47.88	71.82	579.348	490.3373837	228.0541363
volumes totales		11311.5463	16967.31945	223549.0676	147807.4558	129393.388

VII.2. Devis estimatif des travaux

Tableau VII.7: Volumes et coûts des travaux total

Désignation des travaux	Prix unitaire (DA)	Volumes (m3)	Montant (DA)
décapage	200	11311.5463	2262309.26
lit de sable	300	16967.31945	5090195.835
déblai	400	223549.0676	89419627.05
remblai	400	147807.4558	59122982.33
excédentaire	300	129393.388	38818016.41
totale			194713130.9

Chapitre VII Estimation quantitative et financière du système de transfert d'eau

VII.3. Calcul du cout des conduites et accessoires

VII.3.1. Cout des conduites

Tableau VII.8 : Coût des conduites

Diamètre (mm)	longueur de la conduite (m)	matiere	prix unitaire (DA)	prix totale
800	4443	ACIER	17989.48	79927259.6
400	2802	PEHD	4200.76	11770529.5
315	2371	PEHD	3400	8061400
1000	4423.23	ACIER	25425.17	112461375
450	1556	ACIER	13113.82	20405103.9
400	4328	PEHD	4200.76	18180889.3
600	148.58	ACIER	17325	2574148.5
1800	5357.77	ACIER	52387.12	280678140
1000	335.38	ACIER	25425.17	8527093.51
1400	4247.66	ACIER	46116.2	195885938
1200	4425	ACIER	28083.03	124267408
600	1770	ACIER	17325	30665250
1000	17200.27	ACIER	25425.17	437319789
600	3268.63	ACIER	17325	56629014.8
315	1201	PEHD	3400	4083400
400	13304.4	ACIER	17000	226174800
1000	9687.31	ACIER	25425.17	246301504
315	453	PEHD	3400	1540200
700	2380.8	ACIER	18200	43330560
400	2443	PEHD	4200.76	10262456.7
315	2100	PEHD	3400	7140000
315	6542	PEHD	3400	22242800
160	855	PEHD	1784.94	1526123.7
totale				1949955182

Chapitre VII Estimation quantitative et financière du système de transfert d'eau

VII.3.2. Evaluation et cout des accessoires

Tableau VII.9 : Coût des coudes.

Type de coude	Prix unitaire Des coudes	La somme	Total (DA)
¼	14 391,62	11	158307,82
1/8	15 036,00	16	240576
1/16	15 540,00	19	295260
1/32	26 531,44	23	610223,12
			1 304 366,94

Chapitre VII Estimation quantitative et financière du système de transfert d'eau

Tableau VII.10: Estimation des vannes

Diamètre (mm)	longueur de la conduite (m)	nombre de vannes	prix unitaire (DA)	Montant (DA)
800	4443	4	295601.47	1182405.88
400	2802	3	64783.27	194349.81
315	2371	3	59732.14	179196.42
1000	4423.23	5	342123.1	1710615.5
450	1556	3	67265.69	201797.07
400	4328	4	64783.27	259133.08
600	148.58	2	150541.3	301082.6
1800	5357.77	6	490879.51	2945277.06
1000	335.38	2	342123.1	684246.2
1400	4247.66	4	401232.46	1604929.84
1200	4425	4	375465.87	1501863.48
600	1770	2	150541.3	301082.6
1000	17200.27	12	342123.1	4105477.2
600	3268.63	3	150541.3	451623.9
315	1201	2	59732.14	119464.28
400	13304.4	8	64783.27	518266.16
1000	9687.31	7	342123.1	2394861.7
315	453	2	59732.14	119464.28
700	2380.8	3	194542.88	583628.64
400	2443	3	64783.27	194349.81
315	2100	3	59732.14	179196.42
315	6542	5	59732.14	298660.7
160	855	2	32157.44	64314.88
Totale				20095287.51

Chapitre VII Estimation quantitative et financière du système de transfert d'eau

Tableau VII.11 : Estimation des ventouses et coût.

Type	Prix unitaire D 100 mm	La somme Des ventouses	Coût des ventouses (Da)
Ventouse	22 020,36	154	3 391 135.44

Tableau VII.12 : Estimation du coût de regard pour les ventouses et les vannes de vidange

Type	Volume béton armé dosé à 350 kg/m ³	Prix unitaire du béton armé dosé à 350 kg/m ³	Volume Béton de propreté dosé à 150kg/m ³	Prix unitaire Du béton armé dosé à 150 kg/m ³	Le nombre de regards	Coût total (DA)
Regard de Ventouse	0,225	30 000	0.049	15 000	154	1 152 690
Regard de vidange	0,225	30 000	0.049	15 000	123	920 655
						2 073 345

Tableau VII.13 : Coût de Grillage Avertisseur.

Type	Longueur total (m)	Prix unitaire	Coût total (Da)
Grillage Avertisseur	95000	7,82	742 900

Chapitre VII Estimation quantitative et financière du système de transfert d'eau

Tableau VII.14 : Estimation du réservoir anti-bélier

Reservoir anti-belier	Volume litres	Coût (DA)
SPAA-RAA PROJETE	1000	34 000
BS1-RS1	2000	64 000
SPAA-RAA EXIS	1000	34 000
BS2-RAO	2000	64 000
Totale		196 000

Tableau VII.15 : Estimation des prix des pompes.

Type	Nombre	Prix unitaire (DA)	Coût (DA)
PM150/6 B CAPRARI	8	349 200	2793600
PM125/8 D CAPRARI	4	231 600	926400
PM100/4 D CAPRARI	4	187400	749 600
Totale			4 469 600

Les tableaux suivants englobent les coûts des différents accessoires

Chapitre VII Estimation quantitative et financière du système de transfert d'eau

Tableau VII.16 : Coût total des accessoires.

Type	Coût (DA)
Coudes	1304366.94
Vannes	20095287.51
Ventouses	3391135.44
Regard de venteuses + Regard de vidanges	2073345
Grillage Avertisseurs	742900
Réservoir Anti- bélier	196000
Pompes	4469600
Total	32272634.89

VII.4.Cout total du projet

Le tableau VII.19 présente le coût total de notre projet de transfert d'eau

Tableau VII.17 : Coût total du projet.

Coût de terrassement	194 713 130.9 DA
Coût de conduite	1 949 955 182.00 DA
Coût des accessoires	32 272 634.89 DA
Total hors taxe en DA	2 176 940 948.00 DA

CONCLUSION

Après une estimation des travaux, des conduites et accessoires, on a évalué le coût total de notre projet de transfert d'eau à **2 176 940 948.00 DA** (prix hors taxe).

CONCLUSION GENERALE

Conclusion générale

A travers cette étude, il a été dimensionné un système de transfert d'eau afin d'alimenter en eau potable les communes Ouest de la wilaya de Sétif d'où les résultats obtenus sont cités ci-dessous :

Les besoins maximums à long terme (pour l'horizon 2050) en eau potable de la population de la région d'étude s'élèvent à 2199.074 l/s soit de 190 000 m³/jour.

La station de traitement Mahouane a une station de pompage intégrée qui donne trois lignes de refoulement vers 4 différents communes avec une longueur totale des conduites 9616 m et des diamètres de 800 mm, 400 mm, 315 mm.

La quatrième ligne qui sort de la station de traitement est une conduite maitresse gravitaire avec une longueur totale des conduites de 40 Km et des diamètres de 1800 mm, jusqu'au 600 mm en faisant des piquages le long du tracé afin d'alimenter les communes en question.

Sur la longueur du système d'adduction, il a été procédé au calcul des capacités de stockage de onze réservoirs qui seront des points de livraison pour les communes et un réservoir tampon et finalement une bache de reprise de la station de pompage d'Ain Arnat qui se trouve hors de la station de traitement, afin de les intégrer dans le système projeté. Il est à signaler que la capacité de stockage de ces derniers est largement suffisante.

Pour les choix des pompes, nous avons une station de pompage intégrée dans la station de traitement Mahouane et nous avons opté pour des pompes du type CAPRARI.

Dans le but d'augmenter la durée de vie des conduites et d'assurer un bon fonctionnement, une protection contre le coup de bélier est nécessaire pour cela on a dimensionné les réservoirs d'air (anti-bélier) et on a calculé le temps de fermeture des vannes.

L'étude du devis estimatif nous a permis d'avoir une idée sur le coût de réalisation de notre projet avec un bilan atteignant les **2 176 940 948.00 DA** (prix hors taxe).

Enfin, nous espérons que ce modeste travail pourra servir de référence pour les prochaines promotions.

Références bibliographiques

- **DRE** (direction des ressources hydrique) Données hydraulique. Donnée topographique Document interne. Direction des ressources hydrique. Sétif. Algérie. 2021
- **DUPONT, A.** Hydraulique urbaine , Tome II, 4^{ème} édition, Eyrolles. Paris.France. 1977.484p. **CARLIER, M.** Hydraulique générale et appliquée , 1^{ère} édition, Eyrolles, Paris .France, 1998. 582p.
- **LENCASTRE, A.** Hydraulique générale, 1^{ère} édition, Eyrolles. Paris .France, 1999. 633p. **SALAH, B.** Cours d'Alimentation en Eau Potable, support de cours, Ecole Nationale Supérieur d'Hydraulique ENSH. Blida. Algérie. 2011
- **GODART, H.** Technique de l'ingénieur (technologie de l'eau) , édition T.I. 2000.43p **A.MOREL, M.** Exercices de mécanique des fluides tome 2, 1^{ère} édition, CHIHAB Eyrolles. Batna. Algérie. 1994.382p.
- **PONT-A-MOUSSON** Formulaire, édition Lavoisier-TEC&DOC. Paris. France.1989.40p.

Annexe

Annexe (I.1) : Schéma représentant le cheminement des transferts vers la wilaya de Sétif



Annexe (I.2): situation des réseaux d'AEP avant la mise en service du barrage Mahouane, Source (DRE Sétif)

communes	quantité réelle	besoins		Le nombre de logements alimentés par :		dotation (L/hab/j)		Quantité distribuée		Nombre de réservoirs d'eau					(Longueur du réseau (mL))				taux de raccordement
	disponible (m ³ /j)	quantité (m ³ /j)	réservoirs	fontaine publique	le réseau	Réal	théorique	facturé	totale	capacité de stockage	château d'eau	moyen	grand	petit	distribution		adduction		
															en cours de réalisation	réalisé	en cours de réalisation	réalisé	
Sétif	97100			2	76010	175	200		80800	69900	39	25	14	0	0	263300	0	143399	99
Ain Abbassa	3083	500	1	58	3418	126	150	2464	3080	4350	17	17	0	0	2800	79408	0	57061	95
Alourici a	2689	500	1	55	4235	122	150	2151	2689	3100	12	12	0	0	0	56732	0	35689	85
Ain Arnat	7900	3000	3	40	9500	140	150	6320	7900	60000	12	12	0	0	0	104140	0	91750	98
Mezloug	2012	1500	3		2212	101	150	1609	2012	2350	10	10	0	0	0	63902	0	33529	90
Guellal	2678	500	1	0	5415	65,01	150		2678	2250	5	1	1	3	0	139000	5000	58500	80
Guedjal	2978,9	5715,25	2300	150	4250	100	150	3230	3677,6	3050	9	0	9	0	0	116523	0	23000	92

Ain Oulman e	12268,8	1000	1	0	21311	37,6 4	150	7304	10195, 2	6825	11	3	4	4	0	327698	0	82840	99
Ksar Al Abtal	2937,6	1000	1	0	5737	46,3 5	150	2157	3369,6	2025	8	3		5	1675	107855	0	36300	80

Annexe (I.3) : caractéristiques principales du système de transfert entre la retenue Ighil Emda et Mahouane, Source (APD ELECTRICITE de France).

Cote mini d'exploitation à IGHIL EMDA	520 NGA
Cote maxi d'exploitation à IGHIL EMDA	532 NGA
Cote des plus hautes eaux à IGHIL EMDA	535 NGA
Volume annuel transféré	119 hm ³
Débit d'équipement	6 m ³ /s
Nombre de stations de pompage SP1 – SR1 – SR2	3
Nombre de groupes par station de pompage <i>La station SP1 dispose de 4+1 groupes d'exhaure et de 4+1 groupes de pompage</i>	4 + 1 de secours
Diamètre de la conduite	1 800 mm
Longueur de la conduite <ul style="list-style-type: none"> • de SP1 à SR1 • de SR1 à SR2 • de SR3 à Mahouane 	22,14 km 5,089 km 4,949 km 12,096 km
Puissance totale installée des groupes de pompes (hors groupes de secours) <ul style="list-style-type: none"> • SP1 – exhaure • SP1 – refoulement • SR1 • SR2 	52 120 kW 1 720 kW 16 800 kW 16 800 kW 16 800 kW
Hauteur manométrique totale <ul style="list-style-type: none"> • de SP1 à SR1 • de SR1 à SR2 • de SR3 à Mahouane 	746 m 260 m 245 m 241 m

Annexe (II.1) : règles de décomposition par strates, source (APD du projet)

Les caractères retenus pour définir le milieu urbain en 1998 sont :

1/Seu il minimum d'habitant fixé à 5.000

2/L'activité économiques : On estime que la caractéristique fondamentale d'une ville est que les personnes ACTIVES qui y vivent n'exercent pas d'activités AGRICOLES OU DU MOINS dans une très faible proportion MOINS DE 25%.

3/Les caractéristiques urbaines : certaines caractéristiques sont estimées être l'attribut exclusif des villes :

-A/trois conditions obligatoires :

- Raccordement au réseau d'AEP
- Raccordement au réseau d'assainissement
- Raccordement au réseau d'électricité

-B/Conditions complémentaires : au moins trois parmi les cinq suivantes

- L'existence d'un Hopital ou polyclinique
- L'existence d'un Lycée ou d'un CEM
- L'existence d'équipements socio culturels (crèches, maisons de jeunes,.....)
- L'existence d'équipements administratifs (Bureaux de postes tribunal, certaines

administrations)

- L'existence d'infrastructures de sports et de loisirs (stades, parcs d'attraction, cinéma, théâtre)

* Ces différentes variables ont permis de classer les agglomérations et répartir la population en six strates

1/ Strate de l'urbain supérieur : le nombre des occupés est supérieur à 10.000 dont plus de 75% non agricoles, elles concentrent un grand nombre de services de type supérieur (enseignement supérieur, hopitax spécialisés, infrastructures de base denses-gare routière, ferroviaire, aéroport stades de sports de grandes capacités, centre de loisirs et d'attraction-

2/ Strate urbaine : comprend les agglomérations ayant au moins 20.000 habitants, le nombre des occupés non agricoles est supérieur à 2.000 représentant au moins 75% non agricoles du total des occupés.

3/Strate Sub- urbaine : comprend des agglomérations très proches des grandes villes et répond aux critères d'activité et des principales caractéristiques urbaines.

4/ Strate semi- urbaine : comprend les agglomérations dont le nombre d'occupés hors agriculture est fixé à 1.000 actifs et celui du seuil minimum d'habitants 5.000, offrent un service minimum notamment en matière d'éducation et de santé pour non seulement leur population mais également au profit des unités rurales proches.(Semi-rural et le rural aggloméré et épars).

5/ strate semi- rurale : comprend les agglomérations qui répondent aux critères de :

- seuil minimum d'habitants fixés à 3.000
- nombre d'occupés à 500 dont au moins 50% d'entre eux exercent des activités non

agricoles

- le raccordement obligatoire aux trois réseaux.

6/ strate rurale : **Le reste des strates est classé comme agglomération rurale.**

Annexe (II.2) : stratification des communes concernées par la présente étude, source (APD du projet)

Liste des agglomérations réparties par strates - Système Ouest-						
Communes	STRATES					
	U.SUP	URB	SUB.U	SEMI-UR	SEMI-RUR	RURAL
Tizi N'Bechar	-	-	-	-	-	Tizi N'Bechar
Ain Abessa	-	-	-	Ain Abessa	-	-
Amoucha	-	-	-	Amoucha	-	-
Ouled Adouane	-	-	-	-	Ouled Adouane	-
Ouricia	-	-	-	Ouricia	-	-
Sétif	Sétif	-	-	-	-	-
Ain Amat	-	-	-	Ain Amat	-	-
Mezloug	-	-	-	-	Mezloug	-
Guellal	-	-	-	-	-	Guellal
Ouled Saber	-	-	-	-	-	Ouled Sabar
Guedjel	-	-	-	-	-	Guedjal
Ain Oulmène	-	Ain Oulmène	-	-	-	-
Ksar I Abtal	-	-	-	-	Ksar El Abtal	-

Annexe (II.3) : Les différents régimes de consommation selon le type d'agglomération

Heures	Nombre d'habitants				
h	Moins de 10000	10001à 50000	50001 à 100000	Plus de 100000	Agglomération de type rurale
00--01	1,00	1,50	3,00	3,35	0,75
01-02	1,00	1,50	3,20	3,25	0,75
02-03	1,00	1,50	2,50	3,30	1,00
03-04	1,00	1,50	2,60	3,20	1,00
04-05	2,00	2,50	3,50	3,25	3,00
05-06	3,00	3,50	4,10	3,40	5,50
06-07	5,00	4,50	4,50	3,85	5,50
07-08	6,50	5,50	4,90	4,45	5,50
08-09	6,50	6,25	4,90	5,20	3,50
09-10	5,50	6,25	4,60	5,05	3,50
10-11	4,50	6,25	4,80	4,85	6,00
11-12	5,50	6,25	4,70	4,60	8,50
12-13	7,00	5,00	4,40	4,60	8,50
Heures	Nombre d'habitants				
h	Moins de 10000	10001à 50000	50001 à 100000	Plus de 100000	Agglomération de type rurale
13-14	7,00	5,00	4,10	4,55	6,00
14-15	5,50	5,50	4,20	4,75	5,00
15-16	4,50	6,00	4,40	4,70	5,00
16-17	5,00	6,00	4,30	4,65	3,50
17-18	6,50	5,50	4,10	4,35	3,50
18-19	6,50	5,00	4,50	4,40	6,00
19-20	5,00	4,50	4,50	4,30	6,00
20-21	4,50	4,00	4,50	4,30	6,00
21-22	3,00	3,00	4,80	3,75	3,00
22-23	2,00	2,00	4,60	3,75	2,00
23-24	1,00	1,50	3,30	3,70	1,00

Annexe (V.1) : Abaque de Vibert pour le calcul du volume de réservoir d'air pour la protection contre le coup de Bélier.

ABAQUE DE M. VIBERT

POUR LE CALCUL SIMPLIFIÉ
DES RÉSERVOIRS D'AIR

