

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Etude d'adduction des communes de Semmache et El-Adjiba a partir du barrage Tilesdit (w. Bouira).

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0045-13

APA Citation (توثيق APA):

Rezki, Nabila (2013). Etude d'adduction des communes de Semmache et El-Adjiba a partir du barrage Tilesdit (w. Bouira)[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Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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، مقالات، دوريات، كتب....) و بثه على الخط.

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHESCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE- ARBAOUI Abdallah -

DEPARTEMENTGENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Conception des Systèmes d'Alimentation en Eau Potable

THEME :

**ETUDE D'ADDUCTION DES COMMUNES DE
SEMMACHE ET EL-ADJIBA A PARTIR DU BARRAGE
TILESDIT (W.BOUIRA)**

Présenté par :

M^{elle}: REZKI NABILA

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et Prénom	Grade	Qualité
M^r :B.SALAH	professeur	président
M^r :M.S BENHAFID	MA.A	Examineur
M^{me} :W.MOKRANE	MA.A	Examinatrice
M^r :A.HACHEMI	MA.A	Examineur
M^r :M. BOUZIANE	MA.B	Examineur
M^{me} : N.ZENDAGUI	Ingénieur en Chef	Promotrice

Septembre 2013

Dédicace

Je dédie ce modeste mémoire qui est l'accomplissement de longues années d'études, en premier lieu à :

Ma très chère mère HALIMA à qui je dois beaucoup pour ces sacrifices, son amour, son aide et son soutien.

Mon père AMAROUCHÉ qui m'a soutenu et a su me donner courage à chaque instant.

A mes sœurs SARAH et HAYATE .

A Mon frère ESSAID .

A tous les étudiants de l'ENSH.

REZKI Nabila

Remerciement

Avant tout, nous remercions le bon Dieu qui a illuminé notre chemin et qui nous a armés de force et de sagesse, ainsi que de bonne volonté pour achever ce modeste travail.

Ces quelques lignes ne vont jamais exprimer à sa juste valeur ma reconnaissance à l'égard de ma promotrice Mme ZENDAGUI, pour l'aide qu'elle m'a offert durant la période de réalisation de ce travail et encore plus sa confiance et ses encouragements.

J'adresse aussi mes remerciements à : Mr SALAH pour ses orientations judicieuses qui nous ont été infiniment utiles ,Mme DJOUDAR ,Mr HACHEMI ,Mr RASSOUL .

Il est particulièrement agréable de témoigner ma reconnaissance à toute l'équipe de l'entreprise AMENHYD d'BOUIRA et le maître d'ouvrage ADE et DHW de BOUIRA pour leurs aides et particulièrement Mr MERI , Mr OULMI, Mlle WISSAME et AMINA .

Toute la gratitude à nos professeurs et enseignants qui nous ont guidés au cours de la formation d'ingénieur, et nos respects aux membres de jury qui nous feront l'honneur d'apprécier ce travail.

Je profite de l'occasion pour remercier tous mes enseignants dès la première année primaire jusqu'à la cinquième année universitaire.

Mon dernier remerciement, mais non le moindre s'adressent à toutes mes amis de la promotion 2013, pour avoir eu beaucoup de sollicitudes et de chaleur humaine dont nous avons tant besoin, à savoir : FATMA, AICHA, KHADIDJA, KARIMA, KHIRA, HANANE et les autres.

REZKI Nabila

ملخص:

الهدف من هذه الدراسة لشبكة الربط هو التزويد بالمياه الصالحة للشرب لمدينة أريس، انطلاقا من قناة تحويل مياه سد كودية مدور نحو باتنة .

بعد تقديم المنطقة و تقدير حاجياتها من الماء، نختبر شروط إعداد الأنابيب المختلطة لنقل المياه، من الناحية التقنية و الاقتصادية. تم تصميم منشآت التخزين حتى نلبي حاجات المستقبل من المياه.

ترفع المياه بواسطة محطات الضخ في أنابيب الضخ، لذا ندرس محطات الضخ و إعادة الضخ المشكلة لسلسلة أنابيب نقل المياه. بعد ذلك ندرس بالتفصيل وسيلة من وسائل حماية أنابيب الدفع من ظاهرة انتقالية تدعى المطرقة المائية ونختتمها بوضع القنوات والملحقات.

Résumé :

L'objectif de la présente étude d'adduction est l'approvisionnement en eau potable de la commune d'Arris à partir d'un piquage effectué sur la conduite du transfert des eaux du barrage de Koudiat Medouar vers Batna.

Nous examinerons, après la présentation de notre zone d'étude et l'estimation de ses besoins en eau, les conditions dont lesquelles devra être établie notre adduction mixte (refoulement-gravitaire) du point de vue technico-économique. Un dimensionnement des ouvrages de stockage a été élaboré pour combler la demande future en eau potable.

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

Nous nous étalerons, par la suite sur un moyen de protection des conduites de refoulement contre le phénomène transitoire dit : coup de bélier et on termine par la pose de canalisation et l'emplacement des accessoires.

Abstract:

The aim of this dissertation of adduction is to supply drinking water to town of Arris starting from the control of the transfer of water of the stopping of Koudiat Medouar worm Banta. We will examine, after the presentation of our zone of study and the estimation of its needs in water, the conditions that will have to be established our mixed adduction (repression-gravitary) from a technical and economic point of view. A design of the storage structures was made to make up the deficit of the existing stores.

In the repression pipes, waters are raised by pumping plants, and their conditions of establishment of retake plants of the adduction chain. we will tackle thereafter, a protection means of the repression pipe against the transitory phenomenon called : the water hammer. And we finish by the installation of drain and the site of the accessories.

Sommaire

Introduction générale.

Chapitre I : présentation de la zone d'étude

Introduction.....	1
I.1 contexte et objet d'étude	1
I.2 Description générale de l'air d'étude.....	1
I.2.1 présentation du Barrage de Tilesdit.....	2
I.2.2 présentation de la station de traitement.....	4
I.3 Présentation des localité à alimenté	5
I.3.1Géographie et climat.....	5
I.3.2 Géologie et géotechnique.....	9
I.3.3 population.....	9
I.3.4 Hydraulique	10

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

Introduction.....	13
II.1 Catégories des besoins en eau :.....	13
II.2 Evolution de la population :.....	13
II.3Evolution de la consommation moyenne journalière :.....	14
II.4 Récapitulation de la consommation moyenne journalière :.....	14
II.5 Détermination des consommations maximale et minimale journalières :.....	17
II.6 Variation de la consommation horaire :.....	18
II.7 Evaluation de consommation horaire en fonction de nombre d'habitants.....	19
II.8 calcul de déficit de la consommation.....	23
Conclusion :	23

Chapitre III : Etude d'adduction

Introduction.....	24
III.1 Définition et types d'adductions :.....	24
III.1.1 Adduction gravitaire :.....	24
III.1.2 Adduction par refoulement :.....	24
III.1.3 Adduction mixte :.....	24
III.2 Type d'écoulement :.....	24
III.2.1 Ecoulement à surface libre :.....	25
III.2.2 Ecoulement en charge :.....	25
III.3 Critères de choix de tracé :.....	25
III.4 Etude des variantes :.....	25
III.5 Proposition des variantes :.....	26
III.6 Analyse des variantes :.....	27
III.7 Choix du matériau des conduites :.....	28
III.7.1 Conduites en acier :.....	28
III.7.2 Conduites en fonte :.....	28
III.7.3 Conduites en PEHD :.....	28
III.7.4 Conduites en amiante ciment :.....	28
III.8 Comportement d'une adduction :.....	29
III.9 Calcul hydraulique :.....	29
III.9.1 Calcul des diamètres économiques des conduites de refoulement :.....	29
III.9.2 Calcul du diamètre avantageux pour les conduites gravitaires :.....	34
Conclusion.....	39

Chapitre IV : les réservoirs

Introduction.....	40
IV.1 Fonctions des réservoirs :.....	40
IV.2 Classification des réservoirs :.....	41
IV.3 Emplacement des réservoirs :.....	41
IV.4 Équipement du réservoir :.....	42
IV.4.1 Conduite d'arrivée :.....	42
IV.4.2 Conduite de distribution ou de départ :.....	42
IV.4.3 Conduite de Trop-plein :.....	42
IV.4.4 Conduite de vidange :.....	42
IV.4.5 Conduite By-pass :.....	43
IV.4.6 Les joints d'étanchéité :.....	43
IV.4.7 Système de matérialisation de la réserve d'incendie :.....	43
IV.5 Capacité des réservoirs:.....	45
IV.5.1 Méthode analytique :.....	45
IV.5.2 Méthode graphique :.....	45
IV.6 Dimensionnement des réservoirs:.....	46
IV.6.1 : Bâches de reprise de la stations de pompage :.....	46
IV.6.2 Réservoir tampon :.....	47
IV.6.3 Réservoirs de stockage :.....	50
Conclusion.....	54

Chapitre V : Etude et choix des pompes

Introduction :.....	55
V.1 Définition :.....	55
V.2 Choix de variantes pour les stations de pompage :.....	55

V.3 Choix du type de pompe :.....	56
V.4 Couplage des pompes :.....	56
V.4.1 Couplage en parallèle:.....	56
V.4.2 Couplage en série :.....	56
V.5 Choix du nombre de pompes :.....	56
V.6 Courbes caractéristiques des pompes :.....	57
V.7 Point de fonctionnement des pompes	59
V.7.1 Courbes caractéristiques de la conduite :.....	59
V.8 Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement données :.....	61
V.8.1 Débit disponible (point de fonctionnement) > Débit appelé :.....	61
V.8. 2 Débit disponible (point de fonctionnement) < Débit appelé :.....	62
V.9 Etude du phénomène de cavitation :.....	63
V.9.1 Calage de la pompe.....	64

V.10 Choix du moteur électrique :.....	66
V.11 Equipements d'une station de pompage :.....	66
V.11.1 Équipements en amont d'une pompe :.....	66
V.11.2 Équipements en aval d'une pompe :.....	67
V.11.3 Equipements auxiliaires d'une pompe :.....	68
V.12 Bâtiment d'une station de pompage :.....	68
V.12.1 Rôle du bâtiment d'une station de pompage :.....	68
V.12.2 Critères du choix de type de bâtiment :.....	69
V.12.3 Les différents types de bâtiment d'une station de pompage :.....	69
V.12.4 Caractéristiques des bâtiments selon leur type :.....	69
V.12.5 Choix de type de bâtiment :.....	70
V.12.6 Partie souterraine du bâtiment :.....	70
V.12.7 Partie supérieure du bâtiment :.....	70
V.13 Dimensionnement du bâtiment de la première station de pompage:.....	71
V.13.1 La hauteur du bâtiment :.....	71
V.13.2 La largeur du bâtiment :.....	72
V.14.3 La longueur du bâtiment :.....	72
V.14.4 Dimensions des portes :.....	73
V.14.5 Dimensionnement des fenêtres :.....	73
V.14.6 Dimensionnement des marches d'escaliers :.....	73
Conclusion :.....	74

V.10 Choix du moteur électrique :.....	66
V.11 Equipements d'une station de pompage :.....	66
V.11.1 Équipements en amont d'une pompe :.....	66
V.11.2 Équipements en aval d'une pompe :.....	67
V.11.3 Equipements auxiliaires d'une pompe :.....	68
V.12 Bâtiment d'une station de pompage :.....	68
V.12.1 Rôle du bâtiment d'une station de pompage :.....	68
V.12.2 Critères du choix de type de bâtiment :.....	69
V.12.3 Les différents types de bâtiment d'une station de pompage :.....	69
V.12.4 Caractéristiques des bâtiments selon leur type :.....	69
V.12.5 Choix de type de bâtiment :.....	70
V.12.6 Partie souterraine du bâtiment :.....	70
V.12.7 Partie supérieure du bâtiment :.....	70
V.13 Dimensionnement du bâtiment de la première station de pompage:.....	71
V.13.1 La hauteur du bâtiment :.....	71
V.13.2 La largeur du bâtiment :.....	72
V.14.3 La longueur du bâtiment :.....	72
V.14.4 Dimensions des portes :.....	73
V.14.5 Dimensionnement des fenêtres :.....	73
V.14.6 Dimensionnement des marches d'escaliers :.....	73
Conclusion :.....	74

Chapitre VI : protection des conduites contre le coup de bélier

Introduction:.....	75
VI.1 Protection des conduites contre le coup de bélier.....	75

VI.1.1 Définition :	75
VI.1.2 Causes du coup de bélier :	75
VI.1.3 Les risques dus aux coups de bélier :	75
VI.1.4 Description des phénomènes physiques :	76
VI.1.5 Protection des conduites gravitaire contre le coup de bélier	78
VI.1.6 Protection des conduites de refoulement contre le coup de bélier :	81
VI.1.7 Encombrement du réservoir d'air :	84
VI.1.8: Installation du réservoir d'air	85
Conclusion :	85

Chapitre VII : Pose de canalisation et accessoires

Introduction :	86
VII.1 Pose de canalisation :	86
VII.1.1 Pose de canalisation dans un terrain ordinaire :	86
VII.1.2 Pose de canalisation dans un mauvais terrain :	87
VII .1.3 Pose de canalisation en galerie :	88
VII .1.4 Traversée d'une rivière :	88
VII.1.5 pose à proximité d'une conduite d'assainissement.	89
VII .1.6 Cas d'amarrage et de butée d'un coude :	89
VII.2 Accessoires :	89
Conclusion :	95

Conclusion générale.

Liste bibliographique.

Les annexes.

Liste des tableaux

Chapitre I : présentation de la zone d'étude

Tableau I.1 : Les caractéristiques principale du Barrage.....	3
Tableau I.2 : Les paramètres physicochimique de l'eau à traiter.....	4
Tableau I.3 : Estimation des pluies moyennes mensuelles.....	7
Tableau I.4 : Répartition saisonnière des précipitation.....	7
Tableau I.5 :tableau des moyennes mensuelles des températures.....	8
Tableau I.6 : vitesse mensuelles moyennes des vents.....	9
Tableau I.7 : densité d'habitation dans la zone d'étude.....	10
Tableau I.8 :Enumération des sources aux de Semmache et EL-Adjiba.....	11
Tableau I.9 :Dotation réelle de EL-Adjiba.....	11
Tableau I.10 :Dotation réelle de Semmache.....	12

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

Tableau II.1 : Evolution de la population.....	14
Tableau II.2 : L'évolution de la demande en eau en fonction de nombres d'habitants.....	14
Tableau II.3 : la répartition des besoins moyens journaliers.....	15
Tableau II.4 :évaluation des besoins administratif	15
Tableau II.5 :évaluation des besoins scolaires.....	15
Tableau II.6 :évaluation des besoins sanitaire	16
Tableau II.7 :évaluation des besoins socioculturel.....	16
Tableau II.8 :évaluation des besoins commerciaux.....	16
Tableau II.9 :tableau récapitulatif des besoins du bétail.....	17
Tableau II.10 :la sommes des besoins en eau des agglomérations.....	17

Tableau II.11 : Consommations maximale et minimale journalière	18
Tableau II.12 : Variation de β_{\max} en fonction du nombre d'habitants.....	19
Tableau II.13 : Variation de β_{\min} en fonction du nombre d'habitants.....	19
Tableau II.14 : Consommations moyenne, maximale et minimale horaire.....	19
Tableau II.15 : répartition du débit horaire en fonction du nombre d'habitants.....	20
Tableau II.16 : variation du débit horaire de EL-Adjiba.....	21
Tableau II.17 : variation du débit horaire de Semmache.....	22
Tableau II.18 : calcul de déficit de la consommation.....	23

Chapitre III : Etude d'adduction

Tableau III.1 : calcul de la HMT du tronçon(SP-RT).....	27
Tableau III. 2 : calcul de la HMT du tronçon(SP-RT).....	27
Tableau III. 3 : : calcul de la HMT du tronçon(SP-RT).....	28
Tableau III. 3 : Calcul de la HMT du tronçon (SP-RT).....	33
Tableau III.4 :Calcul des frais d'amortissement du tronçon (SP-RT).....	33
Tableau III.5 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon (SP-RT).....	33
Tableau III.6 : Bilan du tronçon (SP-RT).....	34
Tableau III.7 : Coefficients K' , m et β pour différents types de tuyau.....	36
Tableau III.8 : Longueurs des différents tronçons de l'adduction	36
Tableau III.9 : Altitudes des différents points de l'adduction	36
Tableau III.10 : Frais d'investissement de conduites gravitaire vers Semmache.....	38
Tableau III.11 : Frais d'investissement de conduites gravitaire vers EL-Adjiba.....	39

Chapitre IV : les réservoirs

Tableau IV.1 : Tableau donnant les dimensions de la bâches de reprise	47
Tableau IV.2 : Tableau récapitulatif des différentes dimensions de réservoir tampon.....	50
Tableau IV.3 : Tableau récapitulatif les dimensions de réservoir de Semmache.....	65

Tableau IV.4 : Tableau récapitulatif les dimensions de réservoir EL-Adjiba.....	67
--	----

Chapitre V : Etude et choix des pompes

Tableau V.1 : Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre.....	57
--	----

Tableau V.2: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP-RT)	60
--	----

Tableau V.3 : Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température.....	63
---	----

Tableau V.4: Les caractéristiques des différents types de bâtiment d'une station de pompage.....	70
---	----

Tableau V.5: Récapitulation des dimensions du bâtiment de la station.....	74
--	----

Chapitre VI : protection des conduites contre le coup de bélier

Tableau VI.1: Les caractéristiques de la conduite gravitaire.....	78
--	----

Tableau VI.2: tableau récapitulatif des calcul concernant la fermeture de la vanne.....	80
--	----

Tableau VI.3: les résultats de calcul pour dessiner le profil en long	83
--	----

Liste des figures

Chapitre I : présentation de la zone d'étude

Figure I.1 : Carte limites administratives de la wilaya de Bouira.....	1
Figure I.2 : vue sur le Barrage de Tilesdit.....	3
Figure I.3 : situation de la wilaya de Bouira.....	5
Figure I.4 :Histogramme des précipitations mensuelles des précipitations.....	7
Figure I.5 :secteur de la répartition saisonnière des précipitations.....	8
Figure I.6 : Histogramme des températures moyennes mensuelles.....	8

Chapitre III : Etude d'adduction

Figure III.2 : Bilan des frais d'investissement et de l'exploitation	34
---	----

Chapitre IV : Calcul des réservoirs

Figure IV.1 : coup transversale d'un réservoir semi-enterré.....	44
---	----

Chapitre V : Etude et choix des pompes

Figure V.1 : Courbes caractéristiques de la pompe type PM100/3D.....	58
Figure V.2 : Point de fonctionnement de la pompe	60

Chapitre VI : protection des conduites contre le coup de bélier

Figure VI.1 : Étapes d'un cycle de variation de pression.....	77
Figure VI.2 :graphe représentant la loi de manœuvre.....	81
Figure VI.3 :planche d'encombrement des réservoirs d'air Hydrofort CHALATTE.....	84
Figure VI.4 :Schéma d'installation du réservoir d'air.....	85

Chapitre VII : Pose de canalisation et accessoires

Figure VII.1 : Pose de canalisation dans un terrain peu consistant.....	87
Figure VII.2 : Pose de canalisation dans un terrain mouillé.....	87
Figure VII.3 : Pose de canalisation en galerie.....	88
Figure VII.4.a : Robinet vanne à opercule.....	90

Figure VII.4.b: Robinet vanne papillon.....	90
Figure VII.5: manomètre (d'après document BAMO).....	93

Liste des planches

Planche N°1 : levé du tracé de la zone d'étude

Planche N°2 : profil en long du tronçon(réservoir Tampon-réservoir de Semmache)

Planche N°3 : Profil en long du tronçon(SP-réservoir Tampon)

Planche N°4 : plan de la station de pompage Tilesdit

Planche N°5 : Schémas des accessoires

INTRODUCTION GENERALE

Introduction générale

L'eau élément essentiel à toute forme de vie , a toujours influencé la vie de l'homme dans ses activités et son installation autour des points d'eau formant ainsi des agglomérations dont les besoins ne cessent de croître.

Jadis on croyait que l'eau est en quantités abondantes et que ses ressources sont inépuisables, aujourd'hui, la croissance démographique aux quelles s'ajoutent l'effet de pollution des ressources en eau et les graves sécheresses ont rendu le problème d'eau très crucial ces dernières décennies.

Devant de telles situations, il est impératif de concevoir des systèmes de protection de cette ressource et un système judicieux d'adduction, de stockage et de distribution afin de satisfaire la demande et de pallier aux pertes.

Notre région d'étude est alimentée uniquement par les eaux de sources qui sont de très faible débit.

Comme le barrage de Tilesdit a permis, à la wilaya de Bouira, de consolider son système d'approvisionnement en eau potable, nous proposons d'assurer ces besoins directement du barrage.

Dans cette présente étude qui interprète la conception d'un système d'adduction, on a été guidé par des impératifs techniques, aux quels doivent répondre les diverses installations tout en ayant vu les conditions économiques du projet.

Afin de pouvoir acheminer les eaux vers Semmache et EL-Adjiba dans des bonnes conditions, une étude économique de l'adduction doit être faite avec la projection des réservoirs d'alimentation pour assurer les besoins en eau des agglomérations.

CHAPITRE I

PRESENTATION DE LA ZONE D'ÉTUDE

Introduction :

Dans un projet d'alimentation en eau potable, l'étude du site est nécessaire pour connaître toutes les caractéristiques du lieu et les facteurs qui influent sur la conception du projet. Parmi ces facteurs, nous citons : les données relatives à l'agglomération, les données propres au réseau d'alimentation en eau potable, ainsi que la connaissance de la géologie et la topographie du site qui nous permettront de prendre les dispositions nécessaires lors de la réalisation des travaux.

I.1 contexte et objet d'étude :

Ce projet englobe l'étude de l'adduction en eau potable compris les ouvrages qui y conviennent les réservoirs, les pompes l'organe principale de la station de pompage dans le cas ou on a besoins d'elles, et la canalisation qui véhicule le débit répondant aux besoins des agglomérations de Semmache et EL-Adjiba.

I.2 description générale de l'aire d'étude :

L'aire d'étude est caractérisé par un terrain accidenté à partir du barrage de TILESDIT vers les deux communes. Voila une carte limites administrative de la wilaya de Bouira montrons la situation géographique de notre zone d'étude représentée dans la figure I.1.

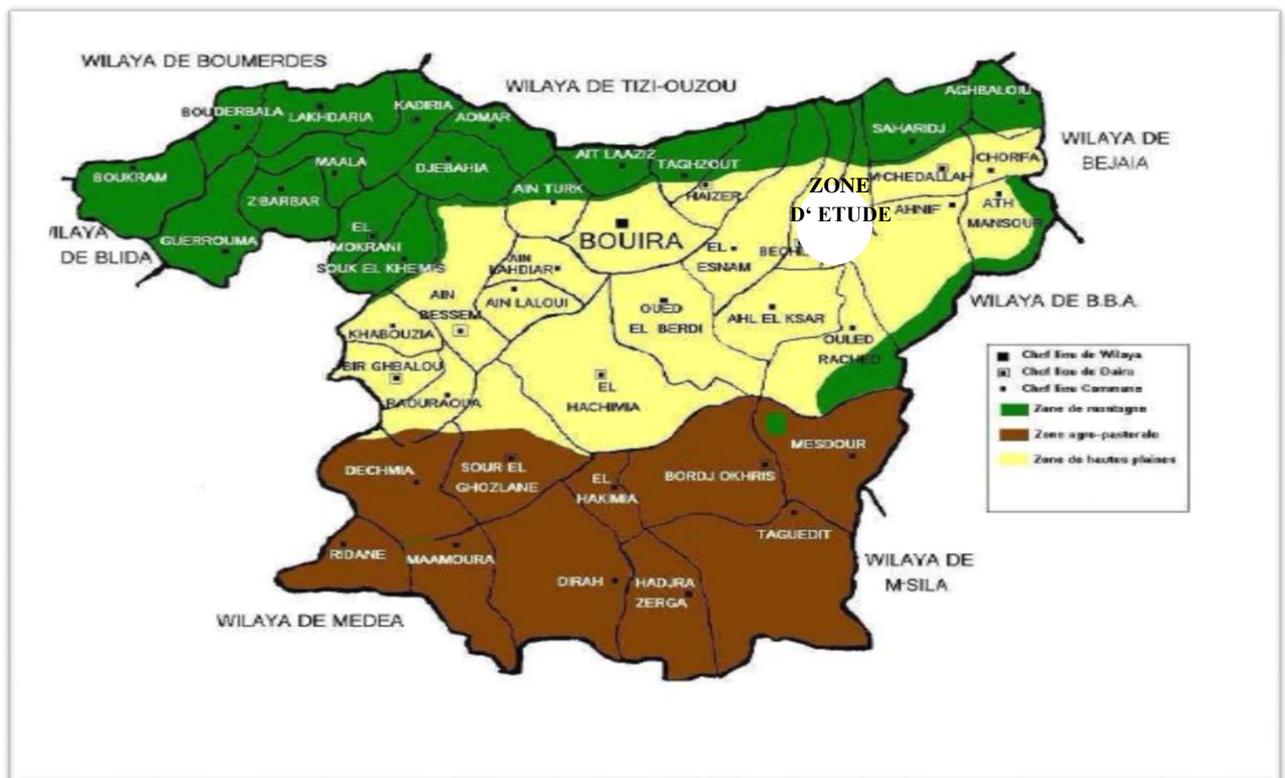


Figure I.1 :carte limites administratives de la wilaya de Bouira

I.2.1 Présentation du barrage TILESDIT:

Le barrage TILESDIT est situé à une latitude de $36^{\circ} 13' 22''$ et longitude de $4^{\circ} 14' 23''$. Les ressources en eau du barrage s'articulent autour des eaux de surface (oueds). La

particularité hydrologique des bassins versants de la Wilaya de Bouira fait qu'une partie non négligeable des eaux sont exportées en dehors de la Wilaya. Dans le cadre de la mobilisation des eaux, des barrages ont été réalisés tel le barrage Lakhal, le barrage Kodiet Acerdoun et celui de Tilesdit. Le volume annuel régularisé de la retenue de Tilesdit est de 65hm³. Avec le transfert des apports de l'oued Berd et Barbar, le volume annuel régularisé sera de 77hm³/an. Si on ajoute les apports de l'oued Zaïane, le volume régularisé annuellement sera d'environ 100hm³. A cela, on peut ajouter le surplus de Tichy Haf qui sera dévié en hiver vers le barrage de Tilesdit. Ce dernier est implanté sur l'Oued Eddous, destiné à :

1. l'irrigation du périmètre d'EI Esnam et de la vallée du Sahel (périmètre de M'Chedallah),
2. l'alimentation en eau potable de la ville de Bouira, de quelques communes du sud de la Wilaya ainsi que de la daïra de Mansoura Wilaya de Bordj Bou Arreridj.
3. l'alimentation en eau industrielle de la zone industrielle de Sidi Khaled.

L'étude de l'avant-projet détaillé du barrage de Tilesdit, effectuée par un Bureau d'étude soviétique en 1988, aboutit à une digue en matériaux meubles à noyau étanche .

Tableau I.1 :les caractéristiques principales du barrage.

Caractéristique	Unité	Valeur
hauteur du barrage.	m	62
volume de la retenue.	hm ³	167,20
volume utile.	hm ³	146,40
Cote de retenue normale.	m	460,80
cote du volume mort.	m	454,30
superficie du bassin versant d'Eddous	km ²	424.50

Source DHW Bouira



Figure I.2 :vue sur le Barrage de Tilesdit

I.2.2 Présentation de la station de traitement :

La station de traitement est l'ouvrage responsable pour la potabilité de l'eau du barrage .Ce dernier a connu des changements physicochimiques lors de l'opération de traitement .

On site que les paramètres physicochimiques de l'eau à traiter sont récapitulés dans le tableau I.2. **Tableau I.2** :les paramètres physicochimiques de l'eau à traiter.

Paramètres	Unités	
Couleur	mg/l Pt-Co	15
Turbidité	Unité Jackson	5
Odeur		Absence
Ph		6,5-8,5
Hydrogène sulfuré		Indélectable organoleptiquement
Fer	mg/l	0,3
Manganèse	mg/l	0,1
Coliformes totaux	Unités/100 ml	0,01
Coliformes fécaux	Unités/100 ml	0
Streptocoques fécaux	Unités/100 ml	0
Clostridium sulfitoréducteurs	Unités/20 ml	0

Source ADE Bouira

L'installation est conçue pour traiter un débit d'eau brute de 72632 m³/j sur 20 heures, soit 363.6 m³/h, ou 1m³/s d'eau traitée. La chaîne de traitement comprend les ouvrages suivants :

- Régulation du débit d'entrée .
- Ajustement du pH, en cas de besoin (à l'acide sulfurique ou à chaux, suivant le cas).
- Cascade d'aération, pour oxyde le fer, Mn et les algues .
- Préchloration .
- Coagulation au sulfate d'aluminium.
- Floculation au polyélectrolyte.
- Dosage du charbon actif en poudre
- Décantation lamellaire .
- Filtration .
- Désinfection finale au chlore.

I.3 Présentation des localités à alimenter :

L'adduction s'étend de la station de traitement du barrage jusqu'au dernier point des agglomérations de Semmache et EL-Adjiba qui appartiennent à la Daïra de Bechloul wilaya de Bouira.

I.3.1 Géographie et climat :

La wilaya de Bouira (N° 10 sur la carte) s'étend sur une superficie de 4454 Km², représentant 0,19% du territoire national et qui appartient au bassin hydrographique ALGEROIS.



Figure I.3 : carte montre la situation géographique de la wilaya de Bouira

La wilaya de Bouira est limitée :

- Au nord par les wilayas de Boumerdes et Tizi-Ouzou.
- Au sud et sud-ouest par les wilayas de M'Sila et Médéa.
- A l'est et au sud-est par les wilayas Bejaïa et Bordj-Bou-Arredj.
- A l'ouest par de Blida et Médéa.

La grande chaîne du Djurdjura d'une part, et les montagnes de Dirah d'autre part, encadrent la wilaya qui s'ouvre de l'Ouest vers l'Est sur la vallée de la Soummam. Le territoire de la wilaya de Bouira est caractérisé par cinq (04) grands espaces géographiques :

- La terminaison orientale de l'atlas Blidéen,
- Le versant sud du Djurdjura,
- La chaîne des Bibans et les hauts reliefs du sud,
- La dépression sud Bibanique

La wilaya de Bouira est composée de douze (12) dairas .

Les régions à alimenté sont situés :

El - Adjiba :

EL-Adjiba ou Aadjiva est une commune de Kabylie d'Algérie faisant partie de la daïra de Bechloul et de la wilaya de Bouira. Elle est située sur l'axe est-ouest du pays à seulement 128 kilomètres d'Alger. Elle est délimitée comme suit :

- Au nord Par Semmache ,
- A l'Est les communes de M'chedallah, Ahnif et Saharidj ,
- A l'Ouest les communes de Bechloul ,
- Au sud les communes d'Ahnif et Ouled Rached.

Semmache :

- Au nord la wilaya de Tizi Ouzou ,
- A l'est les communes M'chedallah , Ahnif ,
- A l'Ouest la commune de Bechloul,
- Au sud les communes d'Ahnif et Ouled Rached .

Les pluies moyennes mensuelles représentées dans le tableau traduisent clairement les variations saisonnières et leur distribution à l'échelle annuelle. La station prise en considération dans la région d'étude fait ressortir deux périodes distinctes : une saison sèche et une autre humide.

Tableau I.3: Estimations des pluies moyennes mensuelles.

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou
P en mm	31,0	23,5	33,2	52,9	54,3	34,2	38,5	35,1	29,2	10,7	5,1	7,0
P en %	8,7	6,6	9,4	14,9	15,3	9,6	10,8	9,9	8,2	3,0	1,4	2,0

source ANRH

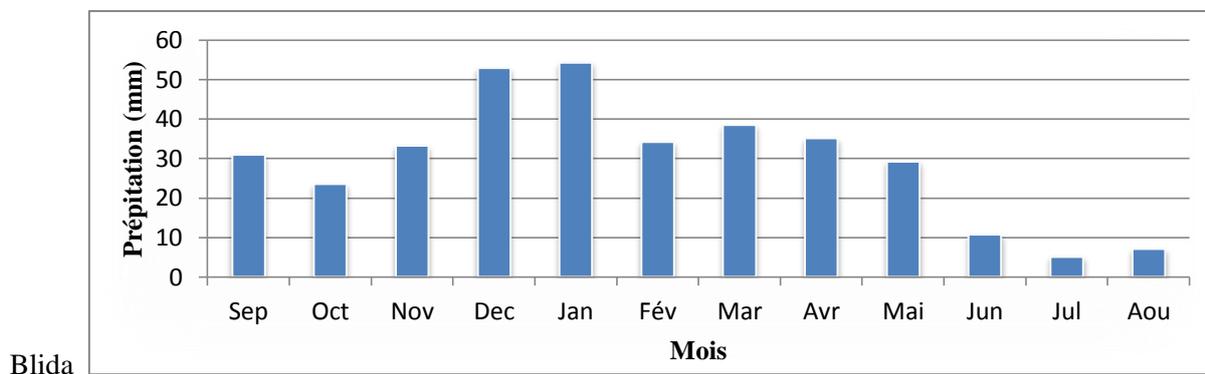


Figure I.4 : Histogramme des répartitions mensuelles des précipitations.

On remarque l'existence d'une saison sèche qui correspond aux mois de juin à août, avec des pluies moyennes mensuelles inférieures à 20 mm et une saison humide qui correspond aux autres mois.

Tableau I.4: Répartition saisonnière des précipitations.

Saisons	Automne	Hiver	Printemps	Été
P (%)	24,7	39,9	29,0	6,4

source ANRH Blida

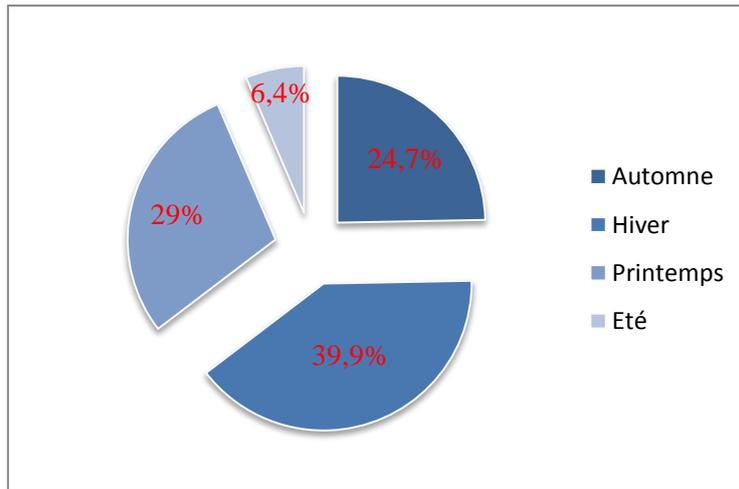


Figure I.5 : Secteur de la répartition saisonnière des précipitations.

Les températures mensuelles, moyennes sont récapitulées dans le tableau I.5:

Tableau I.5: Moyennes mensuelles des températures.

Mois	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Sept	Oct	Nov	Dec
T moy °C	7,53	8,15	12,67	14,53	18,68	25,10	27,73	26,77	22,58	20,07	12,62	8,90

source ANRH

Blida

T moy : Température moyenne en °C.

T max : Température maximale moyenne en °C.

T min : Température minimale moyenne en °C

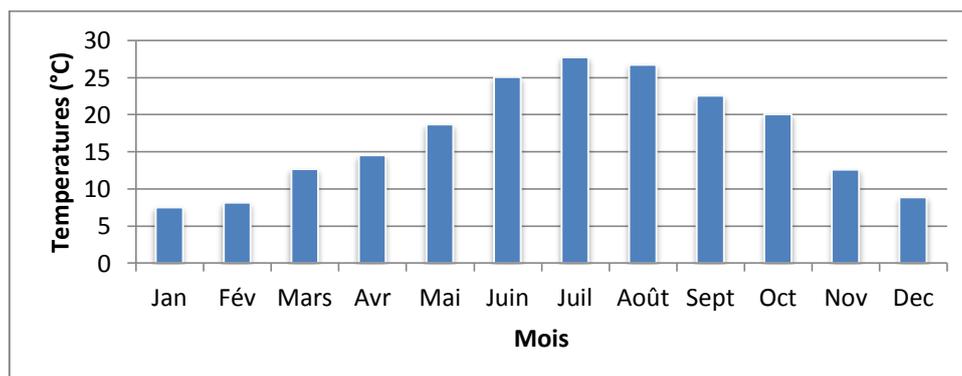


Figure I.6 : Histogramme des températures moyennes mensuelles en °C.

Les communes de l'aire de l'étude situées au pied du Djurdjura ont un climat plus humide

Les vitesses mensuelles moyennes du vent sont récapitulées dans le tableau I.6 :

Tableau I.6 : Vitesses mensuelles moyennes des vents.

Mois	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Sept	Oct	Nov	Dec
Vmoy(m/s)	2,3	2,22	2,37	2,88	2,42	2,38	2,3	2,22	1,88	1,98	2,03	2,22

source ANRH Blida

L'aire de l'étude appartient à l'étage bioclimatique méditerranéen qui est caractérisée par un climat à hiver tempéré.

I.3.2 Géologie et géotechnique :

La géologie de l'aire d'étude est caractérisée par les dépôts quaternaires qui comblent la dépression entre les massifs de Djurdjura et des Bibans. On distingue :

1. Les alluvions anciennes (conglomérats, calcaires, grés et formation argilo-gréseuses) forment les anciennes terrasses de l'actuel plateau de Bouira.
2. Les alluvions récentes (limons et argiles sableuses) occupent les fonds des vallées creusées par l'oued Eddous, les plateaux d'EIsnam, de Bled El Madjen et de Bouira. Le versant sud du massif du Djurdjura et le versant nord du massif des Bibans sont essentiellement formés d'argiles et de marnes intercalées de couches de calcaire (Crétacé supérieur).

Dans la partie centrale du massif des Bibans, on distingue surtout des calcaires avec des grés en plaquette, tandis que sur le versant sud apparaissent des schistes argileux avec alternances de marnes grises et calcaires marneux. Plus au sud, on rencontre des formations de marnes avec intercalations de grés quartzeux. Les communes citées possèdent des potentialités importantes en terrain agricole.

I.3.3 Population :

L'étude compte deux localités d'où la population a connu une augmentation importante jusqu'à l'année 1998 avec un taux d'accroissement allant de 1.6 à 2%, à partir de 1998, le taux d'accroissement a diminué d'une façon considérable pour l'ensemble de la zone de l'étude. Selon les résultats préliminaires datant du mois de juillet 2008, elle comptait une population de 17 806 Habitants.

Plusieurs remarques sont à faire quant à l'évolution de la population depuis l'indépendance jusqu'à 2008 :

L'augmentation de la population de la commune d'EI Adjiba est très importante durant la période 1988/1998 avec un taux d'accroissements de 16,93%, puis elle chute entre 1998/2008 avec un taux d'accroissement de 0,76%.

L'augmentation de la population de l'agglomération de Semmache est très importante entre 1968/1978 avec un taux d'accroissements de 10,59%; le taux d'accroissement entre 1998/2008 est descendu à 1,23%.

Tableau 1.7: Densité d'habitation dans la zone d'étude

Agglomération	Population en 2008	Pourcentage (%)
El Adjiba	12486	19,90
Semmache	9685	15,43

source ADE Bouira

I.3.4 Hydraulique :

I.3.4.1 Sources d'alimentation de la zone d'étude :

La nappe alluviale de la vallée de Sahel possède une recharge moyenne annuelle, de l'ordre de 7hm³, équivalente à la réserve régulatrice moyenne. Une étude détaillée sur les potentialités effectives et réelles de la nappe de la vallée de l'oued Sahel doit être réalisée pour déterminer les eaux souterraines exploitables sans risque d'épuisement des réserves. La source «Anser Aberkane» dénommée «Tala Rana», ayant son point de résurgence à une altitude de 1200m est située sur le versant sud de la chaîne des montagnes kabyles. Dans la haute saison pluviale, entre novembre et avril, le débit de cette source est environ de 170 litres par seconde. En saison sèche, le débit ne régresse que de quelques litres. La résurgence de Anser Aberkane alimente une grande partie des villages .

Les eaux de la nappe du Sahel ne sont pas vraiment de bonne qualité puisque le résidu sec est supérieur ou égale à 1g/l. Les différentes analyses réalisées depuis 1971, montrent que l'eau est de type hydrocarbonatée calcique Ca(HCO₃)₂ avec une dominance des ions Na⁺, Cl⁻ et SO₄⁻², provenant de la dissolution des sels NaCl, et CaSO₄. La composition des ions reste pratiquement constante pendant l'année. La teneur en ions dominants ne dépasse pas le seuil de tolérance. La teneur en ion HCO₃⁻ est élevée et met en évidence la dureté de l'eau avec le risque de formation de dépôts dans les conduites. Par ailleurs la teneur en ions sulfate SO₄⁻² est à prendre en compte pour les risques de phénomène d'attaque qu'ils pourraient entraîner dans les conduites en fonte ou en acier. La nappe aquifère de la vallée de Sahel est constituée par les dépôts du quaternaire, en forme de terrasses. Elle est alimentée essentiellement par les affluents situés sur la rive gauche du Sahel, qui fournissent environ 60% des apports. Le reste provient de l'infiltration directe des pluies (35%), et des conglomérats miocène (5%). La direction générale d'écoulement est Ouest vers l'Est au niveau des basses terrasses, et Nord ouest vers le Sud dans la zone des cônes de déjection et des anciennes terrasses. Les paramètres hydrodynamiques varient en fonction de la composition des lithologiques des alluvions. Le coefficient d'emmagasinement est de S=0,12 dans les basses terrasses, et de S= 0.03 dans les cônes et les terrasses anciennes. Les ressources exploitables seraient selon les estimations comprises entre 9.5 et 13.2 hm³/an. Nous retiendrons la valeur de 9.5hm³/an comme ressources exploitables car une partie des eaux contribue à l'alimentation de la nappe alluviale de la basse Soummam à travers le seuil de Sidi Aich. Les prélèvements estimés

seraient de l'ordre de 6 hm³/an, ce qui laisse apparemment un potentiel d'exploitation de l'ordre de 3.5 hm³/an. Mais il ne faut perdre de vue que les prélèvements agricoles sont souvent difficiles à estimer avec précision à cause du mode d'irrigation, des types de spéculations, et surtout de la réticence des agriculteurs à déclarer ou à reconnaître l'existence de puits ou forage sur leur parcelles. Les prélèvements agricoles sont donc souvent sous estimés.

Tableau I.8: Enumération des sources de Semmache et EL-Adjiba

Agglomération	Forage	Puits	Source
EL- ADJIBA	8	2	1
SEMMACHE	5	3	1
TOTAL	13	5	2

source ADE Bouira

I.3.4.2 La dotation actuelle de la zone d'étude :

Tableau I.9 : Dotation réelle de la commune d'EI Adjiba.

Année	2004	2006	2008	2011
Volume (m ³ /an)	81976	82 324	96 129	96116
Population(hab)	7 936	4 600	8 076	25 904
Dotation (l/j/hab.)	28,30	49,03	32,61	27,17

source ADE

Bouira

Pour la commune d'EI Adjiba d'après le tableau I.10 la dotation réelle varie entre 27 l/j/hab à 49 l/j/hab moyenne .

Tableau I.10 : Dotation réelle de Semmache.

Années	2004	2006	2008	2011
Volume (m ³ /an)	55 265	61984	55 392	60 857
Population(hab)	5 175	8 973	9075	9177
Dotation (l/j/hab.)	29,26	41,93	30,72	28,17

Source :ADE Bouira

Pour Semmache d'après le tableau I.11 la dotation réelle varie entre 28 l/j/hab à 41 l/j/hab moyenne .

Remarque : on distingue que le nombre d'habitant d'après le recensement de 2008 de chacune des communes est strictement supérieur au nombre d'abonnés dans chacune d'elles, ce qui implique que la demande en eau potable de la population n'est pas entièrement assurée par les services d'ADE Bouira, ainsi que la dotation assurée aux abonnés est inférieure à la norme

nationale, le temps de présence de l'eau chez l'abonné ne dépasse pas quelques heures par jour.

Conclusion:

Ce chapitre récapitule les données nécessaires, topographique, géologique, démographique ainsi que hydraulique, ce dernier titre nous a éclairé sur la situation hydraulique tel que la dotation assurée par l'ADE à partir des sources de la région ne dépasse pas la moitié de la norme nationale qui est de l'ordre 100 à 200 l/j/hab. Ces données nous serviront dans l'étude d'une adduction en alimentation en eau potable de la région concernée.

CHAPITRE II

ESTIMATION DES BESOINS EN EAU

Introduction

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

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

II.1 Catégories des besoins en eau :

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

- Besoins domestiques.
- Besoins scolaire.
- Besoins sanitaires.
- Besoins administratifs.
- Besoins socioculturels.
- Besoins bétails

II.2 Evolution de la population :

Suite à la réception de la nouvelles données du recensement de l'année 2008 , on a pu récapituler le nombre d'habitants qui présente notre zone d'étude de Semmache et EL-Adjiba une population en 2008 (habitants) et de 14 137 habitants .

La population à différentes horizons est calculée par rapport à celle de l'année 2008 par la relation :

$$P_n = P_0 * (1 + \alpha)^n \dots \dots \dots (II.1)$$

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

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

α : taux d'accroissement démographique.

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

Les zones constituant l'aire d'étude connaissent des différentes taux de croissance d'après les recensements effectués aux différentes années (de 1998 à 2008).

Le résultat de calcul de l'évolution de la population à différentes horizons est donné dans le tableau II.1.

Tableau II.1 : Evolution de la population

Agglomération	Taux d'accroissement	Population en 2008(hab)	Population en 2040(hab)
EL-Adjiba	2.03	7 734	14 575
Semmache	2.05	6 403	12 066
Total	-----	14 137	26641

Le taux d'accroissement d'après les données de DHW de Bouira.

A l'horizon (2040) le nombre d'habitant sera de :**26 641 habts**

II.3 L'évolution de la consommation moyenne journalière :

La dotation en eau potable est estimée à partir de l'évaluation des besoins en eau potable d'une agglomération selon son importance. Le débit unitaire est souvent normalisé sur la base de critères socio-économiques. Rappelons que le plan national de l'eau (PNE 1997) prévoit des dotations unitaires moyennes par strate de population allant de 85 à 180l/j/hab.

Tableau II.2 : l'évaluation de la demande en eau en fonction du nombre d'habitants

Strate	Demande en eau(dotation)
> 50 000 habitant	180 l/j/hab
De 20 000 à 50 000 habitant	160 l/j/hab
De 10 000 à 20 000 habitant	100 l/j/hab
< 10 000 habitant	85 l/j/hab

source : DHW de Bouira

Cette stratification par taille d'agglomération présente l'inconvénient de ne pas tenir compte de la répartition des types du niveau d'habitants et du niveau socio-économique local. Ces valeurs moyennes peuvent varier assez fortement, à population égale, d'une agglomération à une autre.

Par contre, l'étude de la tarification de l'eau à usage domestique et industriel en Algérie réalisée par SOGREAH en 2002, pour le compte du Ministère des ressources en eau, dégage une dotation unitaire moyenne pour l'ensemble du pays de 100 l/j/hab.

II.4 Récapitulation de la consommation moyenne journalière :

II.4.1 Besoins domestique :

C'est la consommation en eau de la population branchée au réseau ou non branchée mais qui profite des bornes fontaines pour s'alimenter en eau. La consommation moyenne journalière de la zone concernée par l'étude, est égale à la dotation que multiplie le nombre total des habitants

$$Q_{moyj} = \frac{1}{1000} * \text{dot} * N \quad (\text{m}^3/\text{j}) \dots \dots \dots (\text{II.2})$$

Les résultats de l'évaluation des besoins moyens journalières à différents horizons sont donnés pour chaque agglomération dans le tableau II.3

Tableau II.3: la répartition des besoins moyens journaliers .

Agglomération	Dotation (l/j/hab)	Population en 2040(hab)	Besoins domestiques m3/j
EL-Adjiba	150	14 575	2186,25
Semmache	150	12 066	1809,9
Total	-----	26 641	3996.15

II.4.2 Besoins administratifs : Les divers équipements administratifs des localités concernées, leurs dotations et les débits journaliers correspondant sont dans le tableau II.4:

Tableau II.4: évaluation des besoins administratifs

équipement	Unité	agglomération	Nombre	Dotatio(l/j/hab)	$Q_{moyj}(m3/j)$
PTT	Employé	El -Adjiba	20	15	0.30
		Semmache	10	15	0.15
APC	Employé	El-Adjiba	10	15	0.15
		Semmache	10	15	0.15
gendarmerie	Agent	El-Adjiba	50	50	2.5
		Semmache	50	50	2.5
La sureté	Agent	EL-Adjiba	80	15	1.2
		Semmache	80	15	1.2

II.4.3 Besoins scolaires :

Les besoins des différents équipements scolaires réunis sur la zone d'étude sont regroupés dans le tableau II.5:

Tableau II.5 : évaluation des besoins scolaires

Equipement	Unité	Agglomérations	Nombres	Dotation (l/j/unité)	$Q_{moyj}(m3/j)$
Ecole primaire	Elève	EL-Adjiba	845	10	8.45
		Semmache	580	10	5.80
C.E.M	Elève	EL-Adjiba	734	20	14.68
		Semmache	420	20	8.40
lycée	Elève	EL-Adjiba	1008	20	20.16
		Semmache	986	20	19.72
Total	-	-	-	-	77.21

II.4.4 Besoins sanitaires : Les différents besoins sanitaires des différentes localités sont réunis dans le tableau II.6 :

Tableau II.6: évaluation des besoins sanitaires .

Equipement	Unité	Agglomérations	Nombre	Dotation (l/j/hab)	$Q_{moyj}(m^3/j)$
Centre de santé	Patient	EL-Adjiba	20	20	0.4
		Semmache	20	20	0.4
Salle de soins	Patient	EL-Adjiba	20	15	0.3
		Semmache	13	15	0.19
total					1.29

II.4.5 Besoins socioculturels : Les différents besoins des équipements socioculturels sont assemblés dans le tableau II.7:

Tableau II.7 :évaluation des besoins socioculturels.

Equipement	Unité	Agglomération	Nombre	Dotation (l/j/hab)	$Q_{moyj}(m^3/j)$
Mosquée	Fidèle	EL-Adjiba	1531	10	15.31
		Semmache	2580	10	25.80
Maison de jeunes	Jeune	EL-Adjiba	30	5	0.15
		Semmache	30	5	0.15
Stade	Vistière	EL-Adjiba	200	60	12
Total					53.41

II.4.6 Besoins commerciaux : Les différents besoins commerciaux sont assemblés dans le tableau II.8:

Tableau II.8: évaluation des besoins commerciaux.

Equipement	Unité	Agglomération	Nombre	Dotation (l/j/hab)	$Q_{moyj}(m^3/j)$
Restaurant	Repas	EL-Adjiba	60	50	3
		Semmache	40	50	2
Cafés	Client	EL-Adjiba	681	20	13.62
		Semmache	547	20	10.94
Douches publique	poste	EL-Adjiba	15	200	3
		Semmache	15	200	3
Total		-			35.56

I-4-7 : Besoins du bétail

Les zones rurales sont généralement connues par les activités agricoles qui sont importantes. Les besoins sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau II-9: Tableau récapitulatif des besoins du bétail

localités	Bovins		Ovins		Débit (m ³ /j)
	têtes	Dotation (l/j/tête)	têtes	Dotation (l/j/tête)	
Semmache	2502	80	2672	08	275,51
EL-Adjiba	3291	80	1360	08	141,6
Total					417 ,11

La répartition des besoins journaliers des différentes d'équipements (m3/j) des agglomérations est récapitulée dans ce tableau II.10

Tableau II.10:la sommes des besoins en eau des l'agglomérations

agglomérations	domestiques	Administratifs	Scolaires	Socioculturels	bétail	Sanitaire	Commerciaux	Total (m3/j)
EL-Adjiba	2186.25	4.15	43.29	27.45	275.51	0.7	19.62	2556.97
Semmache	1809.9	4	33.92	25.95	141.6	0.59	15.94	2031.90
totaux	3996.15	8.15	77.21	53.40	417.11	1.29	35.56	4588.87

II.5 Détermination des consommations maximales et minimales journalières :

Durant les jours de l'année, le débit consommé peut être plus grand ou plus petit que la valeur moyenne calculée, ceci est dû aux différents climats et coutumes. Il s'agit alors de calculer les débits de consommation journaliers maximums et minimums.

II.5.1 Consommation maximale journalière :

Elle est définie par le coefficient d'irrégularité journalière maximum ($K_{\max j}$), qui tient compte des variations journalières de la consommation. Il représente le rapport entre la consommation maximale journalière et la consommation moyenne journalière.

$$K_{\max j} = \frac{Q_{\max j}}{Q_{\text{moyj}}} \dots\dots\dots(\text{II.3})$$

$Q_{\max j}$: débit maximal journalier(m³/s)

Avec : $K_{\max j} \in [1,1-1,3]$

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

D'où : $Q_{\max j}=1,3*Q_{\text{moy}j}$

Ce coefficient nous permet de savoir de combien de fois la consommation maximale journalière dépasse la consommation moyenne journalière.

II.5.2 Consommation minimale journalière :

Elle est définie par le coefficient d'irrégularité journalière minimum ($K_{\min j}$), qui représente le rapport de la consommation minimale journalière et la consommation moyenne journalière.

$$Q_{\min,j} : \text{débit minimal journalier (m}^3/\text{s).} \quad K_{\min j} = \frac{Q_{\min j}}{Q_{\text{moy}j}} \dots\dots\dots(\text{II.4})$$

Avec : $K_{\min j} \in [0,7 - 0,9]$

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

D'où : $Q_{\min,j}=0,9*Q_{\text{moy}j}$

Ce coefficient nous permet de savoir de combien de fois la consommation minimale journalière est inférieure à la consommation moyenne journalière.

Les résultats de calculs des consommations minimales et maximale journalières sont représentés dans le tableau II.11

Tableau II.11 : Consommations maximale et minimale journalière

commune	$Q_{\text{moy}j}$ (m ³ /j)	$K_{\max j}$	$Q_{\max j}$ (m ³ /j)	$K_{\min j}$	$Q_{\min j}$ (m ³ /j)
El-Adjiba	2556.97	1.3	3324.06	0.9	2301.27
Semmache	2031.90	1.3	2641.47	0.9	1828.71

II.6 Variations de la consommation horaire :

II.6.1 Consommation maximale horaire:

Elle est représentée par le coefficient d'irrégularité maximale horaire ($K_{\max h}$) qui représente l'augmentation de la consommation horaire pour la journée la plus chargée de l'année. Il tient compte de l'accroissement de la population ainsi que du degré de confort et du régime de travail de l'industrie, ce coefficient peut être décomposé en deux autres coefficients: α_{\max} et β_{\max} , tel que :

$$K_{\max h} = \alpha_{\max} \cdot \beta_{\max} \dots\dots\dots (\text{II.5})$$

Tel que :

α_{\max} : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et de régime du travail, varie de 1,2 à 1,4 et dépend du niveau de développement local. Pour notre cas on prend $\alpha_{\max} = 1,3$.

β_{\max} : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population.

Tableau II.12: variation de β_{\max} en fonction du nombre d'habitants

Population	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000	300000
β_{\max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,1	1,03

Dans notre cas on prend : $\beta_{\max} = 1.2$, d'où $K_{\max h}$ sera : $K_{\max h} = 1.3 * 1.2 = 1.56$

II.6.2 Consommation minimale horaire :

Elle est représentée par le coefficient d'irrégularité minimale horaire ($K_{\min h}$), ce coefficient peut être décomposé à son tour en deux autres coefficients α_{\min} et β_{\min}

$$K_{\min h} = \alpha_{\min} \cdot \beta_{\min} \dots\dots\dots (II.6)$$

tel que :

α_{\min} : il tient compte du régime de travail des entreprises et industries, du degré de confort des habitants et de leurs habitudes. Il varie de 0.4 à 0.6, dans notre cas on prend $\alpha_{\min} = 0.4$

β_{\min} : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population.

Tableau II.13: variation de β_{\min} en fonction du nombre d'habitants

Population	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000	300000
β_{\min}	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6	0,7	0,83

Dans notre cas on prend : $\beta_{\min} = 0.5$, d'où $K_{\min h}$ sera : $K_{\min h} = 0.4 * 0.5 = 0.2$

II.6.3 Débit moyen horaire :

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

Le débit moyen horaire (horizon 2040) est donné par la formule(II.7) :

$$Q_{\text{moy h}} = Q_{\text{max j}} / 24 \dots\dots\dots (II.7)$$

Les résultats de calcul des consommations moyenne, minimale et maximale horaire sont représentés dans le tableau II.14

Tableau II.14 : Consommations moyenne, maximale et minimale horaire

commune	$Q_{\text{moy h}} (m^3/h)$	$K_{\max h}$	$Q_{\text{max h}} (m^3/h)$	$K_{\min h}$	$Q_{\min h} (m^3/h)$
EL-Adjiba	138.50	2.6	360.1	0.04	5.54
Semmache	110.06	2.6	286.15	0.04	4.40

II.7 Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant :

Le débit horaire d'une agglomération est variable selon l'importance de cette dernière. Dans la présente étude, pour la détermination du débit de pointe, on a opté pour la méthode donnant la fraction de la variation horaire de la consommation totale dans divers centres d'agglomération en se basant sur les données du tableau II.15

Les agglomérations à savoir EL-Adjiba , Semmache dont le nombre d'habitant de chacune est compris entre 10001 et 50000 correspondent à la deuxième colonne de répartition .

Tableau II.15: répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants [1]

Heures	Nombre d'habitants				Aggl. type rural
	< 10000	10001 à 50000	50001 à 100000	> 100000	
0-1	01	1.5	03	3.35	0.75
1-2	01	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	01	1.5	2.5	3.3	01
3-4	01	1.5	2.6	3.2	01
4-5	02	2.5	3.5	3.25	03
5-6	03	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	05	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.5	6.25	4.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	06
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	07	05	4.4	4.6	8.5
13-14	07	05	4.1	4.55	06
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	05
15-16	4.5	06	4.4	4.7	05
16-17	05	06	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	05	4.5	4.4	06
19-20	5.0	4.5	4.5	4.3	06
20-21	4.5	04	4.5	4.3	06
21-22	03	03	4.8	3.75	03
22-23	02	02	4.6	3.75	02
23-24	01	1.5	3.3	3.7	01
Total	100%	100%	100%	100%	100%

Source : Abramov (1982)

Tableau II.16 :variation du débit horaire de EL-Adjiba

Heure	Consommation totale Qmax j =3324.06m3/j		Consommation cumulée	
	%	M3/h	%	M3/h
0-1	1.5	49.86	1.5	49.86
01-02	1.5	49.86	3	99.72
02-03	1.5	49.86	4.5	149.58
03-04	1.5	49.86	6	199.44
04-05	2.5	83.10	8.5	282.54
05-06	3.5	116.34	12	398.88
06-07	4.5	149.58	16.5	548.46
07-08	5.5	182.82	22	731.28
08-09	6.25	207.75	28.25	939.03
09-10	6.25	207.75	34.5	1146.78
10-11	6.25	207.75	40.75	1354.53
11-12	6.25	207.75	47	1562.28
12-13	5	166.20	52	1728.48
13-14	5	166.20	57	1894.68
14-15	5.5	182.82	62.5	2077.5
15-16	6	199.44	68.5	2276.94
16-17	6	199.44	74.5	2476.38
17-18	5.5	182.82	80	2659.2
18-19	5	166.20	85	2825.4
19-20	4.5	149.58	89.5	2974.98
20-21	4	132.96	93.5	3107.94
21-22	3	99.72	96.5	3207.66
22-23	2	66.48	98.5	3274.14
23-24	1.5	49.86	100	3324
	100%			

Le débit de pointe Qmax,h pour EL-Adjiba est de **207.75m3/h** et survient entre 8 heures et midi .

Tableau II.17 : variation du débit horaire de Semmache.

Heure	Consommation totale Qmax j =3324.06m ³ /j		Consommation cumulée	
	%	M ³ /h	%	M ³ /h
0-1	1.5	39.62	1.5	39.62
01-02	1.5	39.62	3	79.24
02-03	1.5	39.62	4.5	118.86
03-04	1.5	39.62	6	158.48
04-05	2.5	66.03	8.5	224.51
05-06	3.5	92.45	12	316.96
06-07	4.5	118.86	16.5	435.82
07-08	5.5	145.28	22	581.1
08-09	6.25	165.09	28.25	746.19
09-10	6.25	165.09	34.5	911.28
10-11	6.25	165.09	40.75	1076.37
11-12	6.25	165.09	47	1241.46
12-13	5	132.07	52	1373.53
13-14	5	132.07	57	1505.60
14-15	5.5	145.28	62.5	1650.88
15-16	6	158.48	68.5	1809.36
16-17	6	158.48	74.5	1967.84
17-18	5.5	145.28	80	2113.12
18-19	5	132.07	85	2245.19
19-20	4.5	118.86	89.5	2364.05
20-21	4	105.65	93.5	2469.7
21-22	3	79.24	96.5	2548.94
22-23	2	52.82	98.5	2601.76
23-24	1.5	39.62	100	2641.38
	100%			

Le débit de pointe pour Qmax,h pour Semmache est de **165.09m³/h** et survient entre 8heures et midi .

II.8 :Calcul de déficit de la consommation :

Le déficit de la consommation représente la différence entre les besoins calculés à l'horizon d'étude (2040) et le débit d'exploitation des ressources existante comme les forage , les puits et les sources .le résultat de calcul est donné dans le tableau II.18

Tableau II.18 : calcul de déficit de consommation

Localité	Beesoins en eau l'an 2040 (m3/j)	Production en eau existante (m3/j)	Déficit(m3/j)
Semmache	2641.47	988	1653.47
EL-Adjiba	3324.06	1153	2171.06
Total	5965.53	2141	3824.53

Conclusion :

La mise en évidence des besoins en eau potable de chacune des agglomérations de la zone d'étude et par conséquent le total des besoins en eau à l'horizon 2040, nous permettra d'évaluer les capacités optimale des réservoirs et des bâches d'eau ainsi que le dimensionnement de l'adduction , afin de garantir le bon fonctionnement du système et d'assurer des quantités d'eau suffisantes .

CHAPITRE III
ETUDE D'ADDUCTION

Introduction

Le transport de l'eau entre le point de captage et le point d'accumulation nécessite un investissement considérable, on doit alors examiner dans chaque cas particulier toutes les options possible sur le plan technique et économique pour pouvoir retenir le choix optimal.

III.1 Définition et types d'adductions : [3]

L'adduction est l'ensemble des installations reliant la prise d'eau (source, forage ou retenue) au point d'utilisation ou au réservoir de stockage. Elle peut être de type : gravitaire, adduction par refoulement ou mixte.

III.1.1 Adduction gravitaire :

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

III.1.2 Adduction par refoulement :

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

III.1.3 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.

III.2 Type d'écoulement :

On distingue deux types d'écoulement :

- Ecoulement à surface libre
- Ecoulement en charge.

III.2.1 Ecoulement à surface libre :

L'écoulement à surface libre sur un tronçon d'adduction est un cas fréquent, la conduite fonctionne comme un canal ouvert, l'eau n'atteint pas la partie supérieure des tuyaux. Cet écoulement est conditionné par la pente.

III.2.2 Ecoulement en charge :

Un écoulement en charge correspond au fonctionnement d'une adduction sous pression. Ce dernier peut se faire gravitaire ou par refoulement, selon la position de la source par rapport à l'agglomération à alimenter.

III.3 Critères de choix du tracé(variante) : [7]

Le choix du tracé se base sur les conditions économiques, techniques et topographiques, elles se résument comme suit :

Le tracé doit être le plus court possible et avec un profil en long aussi régulier que possible ;

Pour faciliter l'exécution des travaux ainsi que l'acheminement de matériels lors de la réalisation, il est recommandé de suivre les chemins existants (route, piste...etc.) ;

Eviter les pentes trop fortes (difficulté d'ancrage des tuyaux);

Eviter les contre pentes susceptibles de créer des cantonnements qui sont plus au moins difficiles à évacuer ;

Eviter les zones rocheuses, une tranchée devra être creusée ;

Les coudes doivent être largement ouverts afin d'éviter les butées implantées et de minimiser les pertes de charge.

De plus en cas d'arrêt inopiné , et si les dispositions prises pour supposer aux effets du coup de bélier n'ont pas été suffisantes , il peut apparaître dans ces points hauts , en régime transitoire , par la suite de la dépression régnant dans la conduite cavitation pouvant occasionner des éclatements au cours de la phase de surpression qui succède .

III.4 Etude des variantes :

L'étude des variantes à pour objet le choix du tracé le plus économique possible de la conduite ainsi que le choix de l'emplacement de la station de pompage et les réservoirs .

Vu la configuration générale la zone d'étude s'étale de la source qui est la station de traitement vers les deux communes , ou on va rencontré un terrain accidenté, notre zone à alimenter est allongé le long de la vallée SAHEL . le site est une suite des agglomérations sur deux bandes de terre par rapport à oued Ed Dous (bande droite et bande gauche) une route nationale (N°5) suivant l'oued (sur la bande droite) , un chemin de wilaya (N°98) (sur la bande gauche),et surtout les terres à gauche de l'oued sont à caractère agricole .pour cela il faut suivre les routes existantes pour facilité la réalisation ,en bénéficiant ainsi de traversés réalisés (ponts et ses protections à travers des oueds et routes ,des galeries à travers des voies ferrés).

III.4.1 L'emplacement d'un réservoir tampon :

le réservoir tampon est un réservoir de relie en une adduction refoulement –gravitaire , notre zone d'étude nous oblige d'avoir un réservoir tampon ,cette zone se caractérisé par un terrain accidenté ,donc pour faire l'étude technico-économie on doit évité les ouvrage couteux tel que les stations de pompages il faut avoir un réservoir dans une point élevé pour assuré l'écoulement gravitaire ,donc on implante un réservoir tampon qui va alimenté les autres réservoirs .

III.5 Proposition des variantes :

Le levé topographique nous ont permet de proposer deux variantes sur les quelles sur les quelle les réservoir et les stations de pompages sont implantées à des cotes bien déterminées , et pour la suite une seule variante sera retenue .

Dans notre cas on va varier la cote de réservoir Tampon aux différentes cotes .

Variante N°1 :

Dans cette variante la canalisation commence à partir de la station de pompage vers le réservoir Tampon situé à la choisi de 544.70 m qui va alimentés les communes de Semmache et EL-Adjiba , et pour cela une étude technique sera effectuée les résultat de calcule sont figurée dans le tableau suivant avec la longueur de la conduite de refoulement est de 835 m avec un débit de $Q=0.083$ m/s .

Tableau III.1 :calcul de HMT du tronçons SP-réservoir Tampon.

D(mm)	Q(m ³ /s)	V(m/s)	Ks/D	λ	L(m)	ΔH_t	Hg(m)	HMT(m)
200	0.083	2.64	0.007	0.034	835	58.33	144.7	203.03
250	0.083	1.69	0.0056	0.031	835	17.83	144.7	162.53
300	0.083	1.17	0.0047	0.030	835	6.74	144.7	151.44
350	0.083	0.86	0.004	0.028	835	2.98	144.7	147.68
400	0.083	0.66	0.0035	0.027	835	1.47	144.7	146.17
450	0.83	0.52	0.0031	0.027	835	0.78	144.7	145.48

Et les longueurs du tronçon gravitaire :

Vers la commune de de Semmache :5024 m.

Vers la commune de EL-Adjiba :8623 m.

Variante N°2 :

Dans cette variante on va placé le réservoir Tampon à une cote choisi de 620 m ,avec une longueur de refoulement est de 125 m véhiculé un débit de 0.083 m³/s .

Les résultat de l'étude économique figuré dans le tableau suivant :

TableauIII.2 : calcul de HMT du tronçons SP-réservoir Tampon.

D(mm)	Q(m ³ /s)	V(m/s)	Ks/D	λ	L(m)	ΔH_t	Hg(m)	HMT(m)
200	0.083	2.64	0.007	0.034	125	8.73	220	228.73
250	0.083	1.69	0.0056	0.031	125	6.98	220	222.67
300	0.083	1.17	0.0047	0.030	125	5.82	220	221.00
350	0.083	0.86	0.004	0.028	125	4.99	220	220.34
400	0.083	0.66	0.0035	0.027	125	4.36	220	220.22
450	0.83	0.52	0.0031	0.027	125	3.87	220	220.12

Les longueur du tronçons gravitaire :

Vers Semmache : 634 m .

Vers EL-Adjiba : 987 m.

Variante N°3 :

Dans cette variante on va choisi la cote du réservoir Tampon à 490.34 m avec une longueur de refoulement est de 768 m ,et le débit véhiculé est de Q=0.083 m³/s.

Les résultats de calcul sont figuré dans le Tableau suivant :

TableauIII.3 : :calcul de HMT du tronçons SP-réservoir Tampon.

D(mm)	Q(m ³ /s)	V(m/s)	Ks/D	λ	L(m)	ΔH_t	Hg(m)	HMT(m)
200	0.083	2.64	0.007	0.034	768	46.65	90.34	143.98
250	0.083	1.69	0.0056	0.031	768	14.26	90.34	106.74
300	0.083	1.17	0.0047	0.030	768	5.39	90.34	96.54
350	0.083	0.86	0.004	0.028	768	2.38	90.34	93.07
400	0.083	0.66	0.0035	0.027	768	1.18	90.34	91.69
450	0.83	0.52	0.0031	0.027	768	0.63	90.34	91.06

Les longueurs des conduites gravitaire :

Vers la commune de Semmache :6023m.

Vers la commune d'EL-Adjiba .

III.6 Analyse et choix de la variante :

Nous recherchons le tracé d'adduction le plus court possible afin d'obtenir de long alignement , raccordés par des coudes largement ouverts afin d'éviter les butées importantes .

Conclusion : Du point de vue technico-économique, on opte pour la variante N°01, dans le but d'éviter les traverser d'oueds, routes... , et la longueur totale de l'adduction la plus courte et la plus économique et avec une pression et un débit convenable .

III.7 Choix du matériau des conduites : [3]

De nombreux types de tuyaux sont disponibles pour constituer une conduite d'alimentation en eau potable. Ils sont classés en fonction des matériaux avec lesquels ils sont fabriqués soit : métallique, a base de ciment ou en matière thermoplastique.

Le choix des matériaux utilisés doit répondre à certaines exigences, par exemple :

- disponibilité du produit sur le marché ;
- facilité d'entretien et d'exploitation ;
- facilité de la mise en œuvre ;
- pression de service supportée par la conduite ;
- durée de vie de la canalisation.

III.7.1 Conduites en acier :

L'acier est un matériau apte à prendre en charge de grandes pressions, il est très sensible à la corrosion surtout s'il s'agit de sol agressif, mais il est adéquat à tous types de terrains vu qu'il absorbe les efforts de pressions.

III.7.2 Conduites en fonte :

La fonte est un matériau noble apte à prendre en charge de grandes pressions, il n'est pas sensible à la corrosion et sa pose se fait sans grande contrainte.

Néanmoins elle nécessite beaucoup de pièces spéciales ainsi son prix devient onéreux mais acceptable par rapport à la longévité de la conduite

III.7.3 Conduites en PEHD :

Le PEHD est un matériau apte à prendre en charge de grandes pressions, il est incorrodable, sa pose par soudeur électrique se fait sans grande contrainte. Néanmoins les grands diamètres supérieurs à $\Phi 300$ mm sont commercialisés à l'heure Actuelle, ils nécessitent beaucoup de pièces spéciales ainsi son prix devient onéreux mais acceptable par rapport à la longévité de la conduite.

III.7.4 Conduites en amiante ciment :

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

Conclusion : On optera pour l'utilisation des conduites en fonte ductile, parce qu'elles présentent les avantages suivants :

- Bonne résistance à la corrosion ;
- Durée de vie importante ;
- Résistance aux pressions élevées ;
- Bonne résistance aux forces internes ;
- Compte tenu de leur solidité et leurs joints flexibles, les conduites en fonte ductile, offrent une bonne résistance aux secousses sismiques et aux affaissements de terrains ;

Les conduites en fonte comportent un revêtement intérieur constitué d'un mortier de ciment centrifugé. Ce revêtement donne une paroi de faible rugosité.

Remarque : En général les conduites en fonte ductile résistent contre la corrosion interne et externe, notamment celle due au sol agressif. Néanmoins certaines conduites avec ce même matériau peuvent présenter des impuretés (ou présence de boulons) et par conséquent sujettes à une corrosion. Pour plus de sécurité, un badigeonnage au bitume (ou goudron de mer) s'avère nécessaire.

III.8 Comportement d'une adduction :

Dans le cas des adductions en particulier les adductions mixtes, plusieurs cas de figure relatifs à la ligne piézométrique et à la topographie peuvent se présenter. Pour assurer le bon fonctionnement du système d'adduction plusieurs solutions d'ordre techniques peuvent être envisagées.

III.8.1 Cas de surpression :

À la place du brise charge, le dimensionnement mécanique peut aussi être un bon remède à la pression exagérée au niveau des points bas.

III.8.2 Cas de dépression :

Pour remédier au problème d'écroulement survenant en cas d'arrêt de la pompe, on transforme un tronçon de l'adduction par refoulement en adduction gravitaire par l'intermédiaire d'un réservoir tampon implanté au niveau du point le plus haut du terrain de pose de la conduite

III.9 Calcul hydraulique : [6]

III.9.1 Calcul des diamètres économiques des conduites de refoulement :

Le choix de la gamme des diamètres sur laquelle portera notre étude sera donné par les formules de Bresse ou Bonnin :

Formule de BONNIN :

$$D = \sqrt{Q} \dots \dots \dots (III.1)$$

D : diamètre en mètre (m) ;

Q: débit à élever en m³/s.

Dans notre cas la formule de Bonnin a été retenue, parce qu'elle donne des vitesses acceptables, ne permettant pas les dépôts dans les conduites. Puisque le débit reste constant pour tous les tronçons (Q = 0.083m³/s), donc le diamètre donné par Bonnin est:

$$D = 300 \text{ mm.}$$

III.9.1.1 Calcul des pertes de charge :

Les pertes de charges présentent une portion de l'énergie mécanique de l'eau qui se transforme en chaleur sous l'effet du frottement entre les particules de l'eau et les parois de la canalisation, elles se présentent sous deux formes : linéaires et singulières.

III.9.1.1.1 pertes de charge linéaire :

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

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

Elles sont déterminées à partir de la formule de DARCY –WEISBECH :

$$\Delta H_l = I * L = \lambda \frac{L V^2}{D 2g} \dots \dots \dots (III.3)$$

Le coefficient de frottement λ est obtenu par la formule de Nikuradzé:

$$\lambda = (1,14 - 0,86Ln \frac{K_s}{D})^{-2} \dots \dots \dots (III.4)$$

La rugosité absolue K_s est déterminée en mesurant l'épaisseur de la rugosité des parois du tuyau et en tenant compte du temps de mise en service du tuyau.

$$K_s = K_0 + \alpha T \dots \dots \dots (III.5)$$

D'où :

K_0 : rugosité absolue des tuyaux neufs, égale à 0,8 mm.

α : vieillissement déterminé à partir de l'abaque de « PETER-LAMONT»

$\alpha = 0,02$ mm/an

T: temps de service, T=30 ans. Alors, $K_s = 0,8 + 0,02 * 30 = 1,4$ mm

La rugosité absolue K_s est déterminée en mesurant l'épaisseur de la rugosité des parois du tuyau et en tenant compte du temps de mise en service du tuyau. on va prendre $K_s=1$ mm pour les conduites en fonte.

III.9.1.1.2 pertes de charge singulières :

On appelle pertes de charge singulières, celles occasionnées par les accessoires placés sur la conduite (coudes, vannes, clapets, etc.). Ces pertes sont estimées à 15 % des pertes de charge linéaires.

$$\Delta H_s = 0,15 * \Delta H_l \dots\dots\dots(III.6)$$

III.9.1.1.3 pertes de charge totales :

Les pertes de charge totales (ΔH_t) à considérer, représentent la somme des pertes de charge linéaires et singulières, alors:

$$\begin{aligned} \Delta H_t &= \Delta H_l + \Delta H_s \Leftrightarrow \Delta H_t = \Delta H_l + 0,15 * \Delta H_l \\ \Rightarrow \Delta H_t &= 1,15 * \Delta H_l \dots\dots\dots(III.7) \end{aligned}$$

III.9.1.2 Calcul de la hauteur manométrique totale :

$$HMT = Hg + \Delta H_l \dots\dots\dots(III.8)$$

Hg: la hauteur géométrique (m)

III.9.1.3 Puissance absorbée par la pompe :

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

$$P = \frac{g * Q * HMT}{\eta} \dots\dots\dots(III.9)$$

η : rendement de la pompe en (%) ($\eta = 82\%$)

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

g: Accélération de pesanteur ($9.81 m/s^2$)

III.9.1.4 Energie consommée par la pompe :

$$E = P * t * 365 \dots\dots\dots(III.10)$$

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

P: puissance de la pompe en (KW)

III.9.1.5 Frais d'exploitation :

Les frais d'exploitation sont définis par :

$$F_{ex} = E * e \dots\dots\dots(III.11)$$

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

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

III.9.1.6 Frais d'amortissement :

Les frais d'amortissement sont donnés par :

$$F_{am} = P_{rc} * A \dots\dots\dots(III.12)$$

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

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

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \dots\dots\dots(III.13)$$

i: Taux d'annuité annuel, i = 8 %

n: nombre d'années d'amortissement, n = 30ans

$$A = \frac{0,08}{(0,08 + 1)^{30} - 1} + 0,08 = 0,0888 = 8,88 \%$$

Tronçon station de pompage –réservoir tampon :

- Q = 0,069 m³/s
- L = 835 m
- Hg = 544.70-400, Hg = 144.7m

Les résultats de calcul du diamètre économique sont regroupés dans les tableaux III.1, III.2, III.3 et III.4

Tableau III.1: Calcul de la HMT du tronçon SP-réservoir tampon

D(mm)	Q(m ³ /s)	V(m/s)	Ks/D	λ	L(m)	ΔHt	Hg(m)	HMT (m)
200	0,083	2.64	0.007	0.0342	835	58.33	144.7	203.03
250	0,083	1.69	0.0056	0.0319	835	17.83	144.7	162.53
300	0,083	1.17	0.0047	0.0302	835	6.74	144.7	151.44
350	0,083	0.86	0.004	0.0288	835	2.98	144.7	147.68
400	0,083	0.66	0.0035	0.0277	835	1.47	144.7	146.17

450	0,083	0.52	0.0031	0.0268	835	0.78	144.7	145.48
-----	-------	------	--------	--------	-----	------	-------	--------

Tableau III.2: Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP-Réservoir tampon

Diamètre en (mm)	Prix du ml (DA)	L (m)	F _{amort} (DA)*10 ⁶
200	2812,17	835	0,20663825
250	3749,3	835	0,27549856
300	4455,52	835	0,32739161
350	5249,74	835	0,38575089
400	6125,96	835	0,45013554
450	7014,35	835	0,51541443

Tableau III.3: Calcul des frais d'exploitation du tronçon SP-réservoir tampon

Diamètre en (mm)	P (K Watt)	E (KWh)	F _{exploit} (DA)*10 ⁶
200	200.99	1467227	4.72603533
250	160.90	1174570	4.01251070
300	149.92	1094416	3.81785109
350	146.20	1067260	3.75137364
400	144.71	1056383	3.72580539
450	144.02	1051346	3.71319172

Tableau III.4: Bilan du tronçon station de pompage –réservoir tampon

Diamètre	F _{amort} (DA)*10 ⁶	F _{exploit} (DA)*10 ⁶	Bilan(DA)*10 ⁶
200	0.20	6.85	7.05
250	0.27	5.48	5.75
300	0.32	5.11	5.43
350	0.39	4.98	5.36
400	0.45	4.93	5.38
450	0.51	4.90	5.41

À partir de tableau III.4 on va illustrer graphiquement les résultats obtenus lors du calcul des investissements et du coût de l'exploitation et on aura ainsi une courbe d'optimisation.

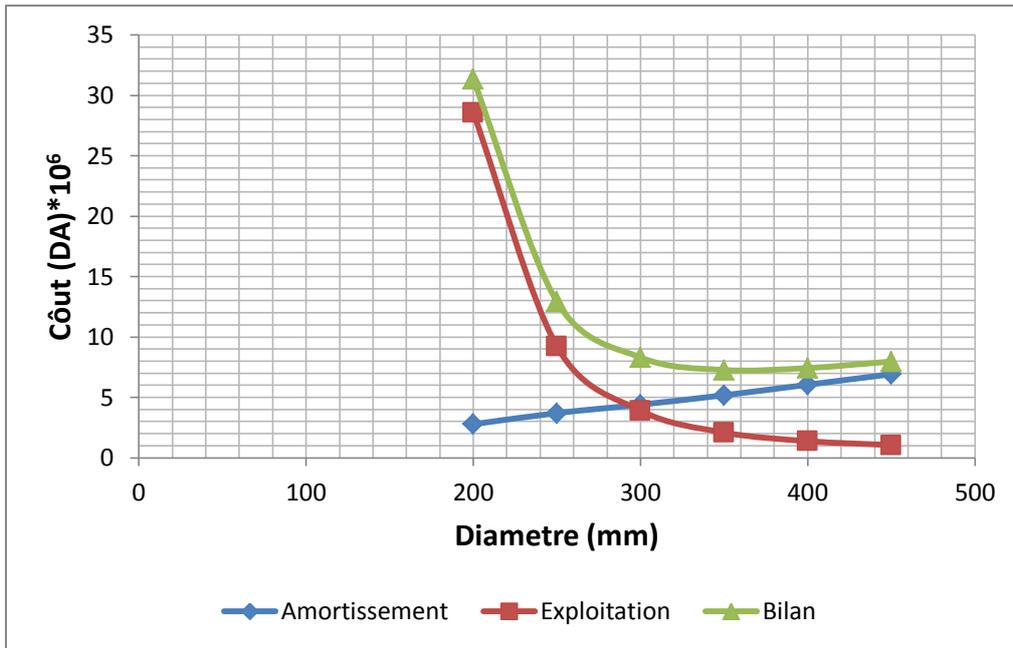


Figure III.2: Bilan des frais d'investissement et de l'exploitation

D'après la courbe d'optimisation, le diamètre économique est le 350 mm.

III.9.2 Calcul du diamètre avantageux pour les conduites gravitaires :

Le calcul des pertes de charge sera effectué par la formule de Darcy-Weisbakh dite formule universelle de la perte de charge :

$$\Delta H_t = \frac{\lambda * L * V^2}{D * 2g}$$

Sachant que $Q = V * S \Rightarrow \Delta H_t = \frac{8 * \lambda * L * Q^2}{g * \pi^2 * D^5} \dots \dots \dots (III.14)$

En tenant compte du matériau de la conduite et du régime d'écoulement, on déduit la formule de perte de charge ;

$$\Delta H_t = \frac{K' * L_e * Q^\beta}{D_{av}^m} \dots \dots \dots (III.15)$$

K' : Coefficient de perte de charge;

L_e : Longueur équivalente de la conduite (m) ;

$$L_e = L_g + L_{e_\epsilon} \dots \dots \dots (III.16)$$

L_g : Longueur géométrique de la conduite (m) ;

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

Dans le cas des adductions, les pertes de charge singulières sont égales à **15%** des pertes de charge linéaires.

$$\Delta H_t = 1,15 * \Delta H^{lin} \Rightarrow L_{eq} = 1,15 * L_g$$

On déduit alors le diamètre calculé de la conduite gravitaire :

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

Avec :

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

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

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

β : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;

m : Exposant tenant compte du type du matériau.

Selon le type de matériau les coefficients K' , m et β sont donnés dans tableau III.21

Tableau III.5: Coefficients K' , m et β pour différents types de tuyau

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

Pour notre cas, on prend : $K' = 0,001735$; $\beta = 2$ et $m = 5, 3$.

III.9.2.1 Calcul des longueurs équivalentes des différents tronçons :

Les longueurs des différents tronçons sont regroupées dans le tableau III.22

Tableau III.6 : Longueurs des différents tronçons de l'adduction

N° du Tronçon	Point de départ	Point d'arrivé	Longueur géométrique (m)	Longueur équivalente (m)
1	Réservoir tampon	Réservoir Semmache	5024	5777.6
2	Réservoir tampon	Réservoir EL-Adjiba	8623	9916.45

III.9.2.2 Altitudes des différents points :

Les altitudes des différents points de notre adduction sont regroupées dans le tableau III.7

Tableau III.7 :les altitudes des différents point d'adduction

N° du point	Points	Côte de terrain naturel (m)
1	Réservoir tampon	540.70
2	Réservoir Semmache	511
3	Réservoir EL-Adjiba	439.7

Tronçon réservoir tampon –réservoir Semmache:

- La perte de charge disponible :

$$\Delta H_d = CrR1 - CtpR2$$

$$\Delta H_d = 538.7 - 513.5 = 25.2 \text{ m}$$

- Le diamètre avantageux :

$$D_{av} = \sqrt[5.3]{\frac{0,001735 * 5777.6 * (0.0305)^2}{25.2}} = 0.225 \text{ m} = 225 \text{ mm}$$

$$200 \text{ mm} < D_{av} < 250 \text{ mm}$$

$$\text{On suppose que: } \Delta H = \Delta H_1 + \Delta H_2 = \frac{K^1 * L_1 * Q^\beta}{D_1^m} + \frac{K^1 * L_2 * Q^\beta}{D_2^m}$$

Avec :

$$L_1 + L_2 = L_{eq} ; D_1 = 200 \text{ mm et } D_2 = 250 \text{ mm}$$

Donc on a un système de deux équations à deux inconnus

$$\begin{cases} 0,001735 * (0.0305)^2 \left(\frac{L_1}{0.25^{5.3}} + \frac{L_2}{0.2^{5.3}} \right) = 25.2m \Rightarrow L_1 = 3879m; L_2 = 1897.7m \\ L_1 + L_2 = 5777.6m \end{cases}$$

$$\text{D'autre part on a: } \begin{cases} L_{r1} = \frac{3879.9}{1,15} = 3373.82m \\ L_{r2} = \frac{1897.7}{1,15} = 1650.17m \end{cases}$$

- Donc, on place la conduite DN 250 mm sur une longueur de 3373.82 m, ensuite la conduite DN 200 mm sur une longueur de 1650.17m.
- Vitesse d'écoulement :

Le tronçon **réservoir tampon – réservoir Semmache** aura deux vitesses différentes du fait qu'on a deux diamètres différents, tel que :

$$V_1 = \frac{4 * 0.0305}{\pi * 0.2^2} = 0.97 \text{ m/s}$$

$$V_2 = \frac{4 * 0.0305}{\pi * 0.25^2} = 0.62 \text{ m/s}$$

III.9.2.3 Les frais d'investissement du tronçon de Semmache:

Les frais d'investissement des conduites gravitaire figurent dans le tableau III.8

Tableau III.8: Frais d'investissement des conduites gravitaire vers Semmache

D(mm)	Prix ML(DA)	L(m)	Prix(DA)	ANNUITE	Frais d'amortissement(DA)10 ⁶
200	28812.17	3879.9	10910938.38	0.088	960162.57
250	3749.30	1897.7	7115046.61	0.088	626124.10

Tronçon réservoir tampon – réservoir EL-Adjiba:

- La perte de charge disponible :

$$\Delta H_d = CrRl - CtpR^3$$

$$\Delta H_d = 538.7 - 443.2 = 95.5 \text{ m}$$

- Le diamètre avantageux :

$$D_{av} = \sqrt[5.3]{\frac{0,001735 * 9916.45 * (0.0384)^2}{95.5}} = 0.211 \text{ m} = 211 \text{ mm}$$

$$200 \text{ mm} < D_{av} < 250 \text{ mm}$$

$$\text{On suppose que: } \Delta H = \Delta H_1 + \Delta H_2 = \frac{K^1 * L_1 * Q^\beta}{D_1^m} + \frac{K^1 * L_2 * Q^\beta}{D_2^m}$$

Avec :

$$L_1 + L_2 = L_{eq} ; D_1 = 200 \text{ mm et } D_2 = 250 \text{ mm}$$

Donc on a un système de deux équations à deux inconnus

$$\begin{cases} 0,001735 * (0.0384)^2 \left(\frac{L_1}{0.25^{5,3}} + \frac{L_2}{0,2^{5,3}} \right) = 95.5m \\ L_1 + L_2 = 9916.45m \end{cases} \Rightarrow L_1 = 3678.67m; L_2 = 6237.77m$$

D'autre part on a :

$$\begin{cases} L_{r1} = \frac{3678.67}{1,15} = 3198.84m \\ L_{r2} = \frac{6237.77}{1,15} = 5424.14m \end{cases}$$

- Donc, on place la conduite DN 250 mm sur une longueur de 3198.84 m, ensuite la conduite DN 200 mm sur une longueur de 5424.14m.

- Vitesse d'écoulement :

Le tronçon **réservoir tampon – réservoir EL-Adjiba** aura deux vitesses différentes du fait qu'on a deux diamètres différents, tel que :

$$V_1 = \frac{4 * 0.0384}{\pi * 0.25^2} = 0.78 \text{ m/s}$$

$$V_2 = \frac{4 * 0.0384}{\pi * 0,2^2} = 1.22 \text{ m/s}$$

III.9.2.4 Les frais d'investissement du tronçon de EL-Adjiba:

Les frais d'investissement des conduites gravitaire figurent dans le tableau III.9

Tableau III.9 : Frais d'investissement des conduites gravitaire vers EL-Adjiba

D (mm)	Prix MI (DA)	L (m)	PRIX (DA)	ANNUITE	Frais d'amortissement (DA)*10 ⁶
200	2812.17	3879.9	10910938.38	0.088	960162.57
250	3749.30	1897.7	7115046.61	0.088	626124.10

conclusion

L'étude techno-économique de notre projet d'adduction nous a permis de choisir un tracé composé de deux parties : une partie par refoulement de longueur et 350 mm de diamètre, elle est composé d'une station de pompage et une autre partie de deux conduite gravitaire la première vers Semmache et l'autre vers EL-Adjiba avec un diamètre variable entre 200 mm et 250 mm.

CHAPITRE IV
LES RÉSERVOIRS

Introduction

Les communes de Semmache et EL-Adjiba vont être approvisionné en eau à partir du barrage de Tilesdit, ce qui va sûrement engendrer un déficit en matière de stockage, donc le but de ce chapitre est de déterminer les volumes de stockage nécessaires et les vérifier de telle façon qu'on assure une meilleur alimentation. Les réservoirs sont conçus pour le stockage, la régularisation des débits et des pressions.

IV.1 Fonctions des réservoirs :

-Les réservoirs constituent les organes régulateurs de pression et de débit entre le régime de production et celui de la consommation.

- Ils permettent d'emmagasiner l'eau lorsque la consommation est inférieure à la production, et la restituent lorsque la consommation devient supérieure à cette dernière.

-Les réservoirs permettent une certaine souplesse pour faire face, sans gêne pour les utilisateurs, aux incidents suivants :

- panne électrique ;
- remplacement d'une pompe ;
- accident sur la conduite de refoulement quand il se trouve à la tête du réseau.

-Les réservoirs permettent, outre une régularité de fonctionnement des groupes de pompage, de profiter au maximum du tarif de nuit en énergie électrique.

-Certains réservoirs sont équipés de telle manière qu'une partie de leur capacité constitue une réserve d'incendie. Ce volume se renouvelle sans être entamé par un dispositif spécial dit système à évent, le plus souvent constitué par un siphon, qui se désamorçe lorsque le niveau de la réserve est atteint.

-Dans le cas où une agglomération s'étend dans une direction donnée, un réservoir unique et de hauteur convenable peut devenir insuffisant pour assurer à tout moment et en tout point du réseau une pression suffisante. C'est alors que l'on a recours à un ou plusieurs réservoirs d'équilibre en liaison par le réseau avec le réservoir principal, mais à une cote de niveau légèrement inférieure. Le remplissage du réservoir d'équilibre se fait gravitairement au moment des faibles consommations, c'est-à-dire principalement la nuit.

-La journée, la charge à partir du réservoir principal diminue dans le réseau par suite de la consommation, celle du réservoir d'équilibre devient alors prépondérante et c'est son action qui maintient une pression régulière.

-Les réservoirs peuvent également jouer le rôle de brise charge dans le cas d'une distribution étagée, et le rôle de relais dans ce cas ils sont appelés réservoirs tampon

IV.2 Classification des réservoirs : [4]

D'après la situation des lieux, ils peuvent être :

- Enterrés
- Semi-enterrés
- Sur sol
- Sur tour (château d'eau)

D'après la nature des matériaux de construction, on distingue :

- Les réservoirs en maçonnerie
- Les réservoirs en béton armé, ordinaire ou précontraint

Selon leur capacité, les réservoirs peuvent prendre différentes formes :

- Rectangulaire ou carrée :

Les réservoirs sont utilisés surtout pour les capacités importantes. Dans ce cas, le compartimentage sera facilement réalisé pour assurer la continuité de la distribution. Ils seront exécutés en béton armé ou précontraint, chaque compartiment doit avoir la même tuyauterie que pour un réservoir unique.

- La forme Circulaire :

La forme circulaire est préférée pour les réservoirs de faibles capacités. La position de la tuyauterie est la même que pour les réservoirs rectangulaire. Ils sont fait soit en béton armé ou en précontraint.

Dans le cas de deux réservoirs jumelés, la chambre de manœuvre est prévue entre les deux.

IV.3 Emplacement des réservoirs : [9]

Le choix de site d'implantation d'un réservoir est généralement effectué sur la base des considérations techniques et économiques. En effet, l'objectif recherché est de prévoir un système d'adduction et de distribution techniquement satisfaisant et peu coûteux. Pour cela on est appelé à respecter les conditions suivantes :

Pour des raisons économiques, il est préférable que le remplissage se fasse par gravité, c'est-à-dire, le placer à un niveau bas par rapport à la prise d'eau.

En plaine, ils doivent être au centre de gravité de l'agglomération et surélevés pour que la cote radier soit supérieure à la cote piézométrique maximale exigée par le réseau de distribution, s'il ya pas lieu on le place hors de l'agglomération mais le plus proche possible, pour éviter l'augmentation des pertes de charges du fait de l'augmentation de la longueur.

En terrains accidentés, l'emplacement sera sur un site dont la côte excède toute autres cotes d'une valeur suffisante (10 à 20 m) pour assurer une alimentation directe par simple gravité.

L'économie nous pousse à réaliser des réservoirs semi enterrés, pour lesquels les frais de terrassement sont moins couteux et dont la couverture peut être plus légère, mais le meilleur emplacement ne sera déterminé qu'après une étude locale qui tiendra compte des frais des facteurs économiques, esthétiques, des coûts des conduites, des réservoirs et éventuellement des stations de pompes.

IV.4 Équipement du réservoir :

IV.4.1 Conduite d'arrivée

La conduite d'arrivée peut être de type refoulement ou gravitaire. Le branchement de cette conduite sur le mur du réservoir a une grande influence sur le phénomène de brassage des eaux qui rentrent et quittent le réservoir après un certain temps.

IV.4.2 Conduite de distribution ou de départ :

Le départ de la conduite de distribution s'effectue de 15 cm à 20 cm environ au-dessus du radier. Cela pour éviter la pénétration des grains du sable qui éventuellement pourraient se décanter dans la cuve du réservoir.

IV.4.3 Conduite de Trop-plein :

Cette conduite a pour rôle d'évacuer l'excès d'eau arrivant au réservoir sans provoquer de déversement. Pour le cas où la pompe d'alimentation ne se serait pas arrêté L'extrémité supérieure de cette conduite est muni d'un entonnoir jouant le rôle d'un déversoir circulaire permettant cette évacuation.

IV.4.4 Conduite de vidange :

Elle est placée au plus bas point du radier afin d'évacuer les dépôts. Elle est munie d'un robinet-vanne qui doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter le dépôt de sable qui entraîne une difficulté de manœuvre.

La conduite de vidange fonctionne lorsqu'on prévoit une éventuelle réparation ou un nettoyage du réservoir. Elle est généralement raccordée à la canalisation du trop-plein.

IV.4.5 Conduite By-pass :

Lorsqu'on désire assurer la distribution pendant le nettoyage (vidange) d'un réservoir non compartimenté, il suffit de disposer d'un by-pass reliant la conduite d'amenée (d'arrivée) à la conduite de départ (distribution).

IV.4.6 Les joints d'étanchéité :

Pour assurer une bonne étanchéité entre le réservoir et les conduites qui le traversent, on a intérêt à placer des joints d'étanchéité.

IV.4.7 Système de matérialisation de la réserve d'incendie :

C'est une disposition spéciale pour préserver le volume d'incendie au niveau du réservoir, qui permet d'interrompre l'écoulement, une fois le niveau de la réserve d'eau consacrée à l'extinction des incendies est atteint.

On a deux systèmes : Système à deux prises dont la réserve n'est pas renouvelable. Système à siphon qui a l'avantage de renouveler constamment la réserve d'incendie.

IV.5 Capacité des réservoirs:

La capacité du réservoir doit être estimée en tenant compte de l'apport et de la distribution; 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 des réservoirs est calculée pour satisfaire les variations journalières du débit de consommation en prenant en considération bien entendu le jour de la plus forte consommation et de la réserve d'eau destinée à l'incendie.

Deux méthodes peuvent être appliquées pour déterminer le volume des réservoirs :

- Méthode analytique
- Méthode graphique

IV.5.1 Méthode analytique :

La méthode analytique consiste à calculer pour chaque heure de la journée, le résidu dans le réservoir afin de déterminer son volume qui sera :

$$V_r = \frac{a * Q_{\max,j}}{100} \dots\dots\dots (IV.1)$$

V_r : capacité résiduelle (m^3),

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

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

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

$$V_t = V_r + V_{inc} \dots\dots\dots (IV.2)$$

V_t : capacité totale du réservoir

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

IV.5.2 Méthode graphique :

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

$$R_{\max} = |V|^+ + |V|^- \dots\dots\dots (IV.3)$$

Le volume de régulation V_r est calculé selon la formule (IV.4) :

$$V_r = \frac{Q_{\max,j} * R_{\max}}{100} \dots\dots\dots (IV.4)$$

Dont le volume total sera :

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

IV.6 Dimensionnement des réservoirs:

IV.6.1 Bâches de reprise pour la stations de pompage :

Pour toutes les stations de pompage, l'alimentation des pompes en eau se fait à partir d'une bache de reprise à surface libre. Le dimensionnement de cette dernière est basé sur le temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge, qui est généralement, estimé à 15 min.

Donc :

$$V_{b\grave{a}che} = \frac{Q_{max\ j} * t}{T}$$

$Q_{max\ j}$: débit maximal journalier total, dans notre cas $Q_{max\ j}$ est constant, il représente le débit totale véhiculé vers la bache reprise, qui est égale à $5965.53\ m^3/j$;

t : temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge ($t = 0.25\ h$) ;

T : temps de fonctionnement de la station de pompage, dans notre cas $T = 20h$.

Bâche de la station de pompage :

La station de pompage se situe à 200 m de la station de traitement. Les pompes sont alimentées par la bache de reprise de la station de la pompage . la station de reprise est équipées pour un régime de fonctionnement de 20h/24 et ce pour éviter le coup élevé de l'énergie durant les heures de pointe.

$$V_{b\grave{a}che} = \left(\frac{5965.53}{20} \right) * \left(\frac{1}{4} \right) = 74.56m^3$$

On prend un volume normalisé de $100\ m^3$.

$$V_n = 100\ m^3$$

- Le diamètre D de la cuve :

$$D = \sqrt{\frac{4 \times V_n}{\pi \times h}}$$

La hauteur optimale d'eau utile h est située entre 3 et 6 m. Cette hauteur peut atteindre 7 à 8 m dans le cas de grands réservoirs.

On prend: $h = 5m$.

$$\Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \times 100}{3,14 \times 5}} = 5 \qquad \Rightarrow D = 5\ m$$

- Réévaluation de la hauteur d'eau h :

$$h = \frac{4 \times V_n}{\pi \times D^2}$$

$$\Rightarrow h = \frac{4 \times 100}{3,14 \times (5)^2} = 5 \qquad \Rightarrow h = 5 \text{ m}$$

- La section de la cuve :

$$S = \frac{V_n}{h} \Rightarrow S = \frac{100}{5} = 20 \qquad \Rightarrow S = 20 \text{ m}^2$$

- La hauteur totale du réservoir :

On a : $H = h + R$

H : hauteur totale du réservoir (m) ;

R : revanche (m) ; On prend $R = 0,5 \text{ m}$

$$\Rightarrow H = 5 + 0,5 = 5,5 \qquad \Rightarrow H = 5,5 \text{ m}$$

Les dimensions des bâches de repris des stations sont représentés dans le tableau IV.1

Tableau IV.1: Tableau donnant les dimensions de la bâches de reprise

Bâche de reprise	Volume (m ³)	D (m)	S (m ²)	h (m)	R (m)	H (m)
SP	100	5	20	5	0.5	5.5

IV.6.2 Réservoir tampon :

La conduite de refoulement ne peut se transformer en une conduite gravitaire que par l'installation d'un réservoir intermédiaire ou réservoir tampon, appelé également réservoir de relais.

- Estimation de la capacité du réservoir tampon :

La capacité du réservoir tampon est déterminée en fonction du temps de fermeture de la vanne à l'aval de l'adduction gravitaire, et aussi une réserve d'incendie qu'on préconise en cas d'incendie.

La capacité totale du réservoir tampon sera : $V_t = V_r + V_{inc}$ (m³)

Pour le calcul du volume résiduel voici la démonstration :

Soit Q_0 le débit transité dans la conduite gravitaire à l'aval du réservoir tampon, et soit T le temps de fermeture linéaire totale du robinet vanne.

Dés l'arrêt de la pompe , le réservoir commence à se vider et le robinet vanne à l'aval de l'adduction gravitaire entre en action de fermeture.

Pour un instant ' t ' le débit sera :

$$Q = Q_0 - Q_0 \times \frac{t}{T} = Q_0 \times \left(1 - \frac{t}{T}\right)$$

Et le volume dV du réservoir sera :

$$dV = Q_0 \times \left(1 - \frac{t}{T}\right) dt$$

$$V = Q_0 \times \int_0^T \left(1 - \frac{t}{T}\right) dt = \frac{Q_0 T}{2}$$

Afin d'éviter la création d'un coup de bélier important il nous faut choisir un robinet vanne avec fermeture lente.

Le robinet vanne a un temps de fermeture d'une durée de 4 h donc le volume résiduel du réservoir sera :

$$V_r = \frac{Q_0 T}{2} = \frac{0.069 \times 4 \times 3600}{2} = 496.8 \text{ m}^3$$

On préconise un volume de 120 m³ comme réserve d'incendie, donc le volume total du réservoir sera :

$$V_t = 496.8 + 120 = 616.8$$

$$V_t = 616.8 \text{ m}^3$$

, on prend un volume normalisé de 700 m³.

$$V_n = 700 \text{ m}^3$$

- Le diamètre D de la cuve :

$$D = \sqrt{\frac{4 \times V_n}{\pi \times h}}$$

On prend: h = 5m.

$$\Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \times 700}{3,14 \times 5}} = 13.35$$

$$\Rightarrow D = 13.35 \text{ m}$$

- Réévaluation de la hauteur d'eau h :

$$h = \frac{4 \times V_n}{\pi \times D^2}$$

$$\Rightarrow h = \frac{4 \times 700}{3,14 \times (13,35)^2} = 5 \quad \Rightarrow h = 5 \text{ m}$$

- La section de la cuve :

$$S = \frac{V_n}{h}$$

$$\Rightarrow S = \frac{700}{5} = 140 \quad \Rightarrow S = 140 \text{ m}^2$$

- La hauteur totale du réservoir :

$$H = h + R$$

H : hauteur totale du réservoir (m) ;

R : revanche (m) ; On prend: R = 0,5 m

$$\Rightarrow H = 5 + 0,5 = 6,5 \quad \Rightarrow H = 6,5 \text{ m}$$

- La hauteur de la réserve d'incendie :

$$h_{inc} = \frac{V_{inc}}{S}$$

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

$$\Rightarrow h_{inc} = \frac{120}{140} = 0,85 \quad \Rightarrow h_{inc} = 0,85 \text{ m}$$

Tableau IV.2 : Tableau récapitulatif des différentes dimensions de réservoir tampon

Volume (m ³)	D (m)	S (m ²)	h (m)	h _{inc} (m)	R (m)	H (m)
700	13.35	140	5	0.85	0.5	6.5

IV.6.3 Les Réservoirs de stockage :

Les réservoirs de stockage du réseau d'adduction constituent les réservoirs de tête des réseaux de distribution des différentes localités à desservir. Dans cette présente étude nous avons deux réservoirs de stockage, sont destinés à l'alimentation en eau potable des agglomérations de la région d'étude, ces réservoirs sont alimentés par une conduite gravitaire de débit constant à partir du réservoir Tampon, pour déterminer la capacité des réservoirs on utilise la méthode suivante :

- ❖ **Cas d'une conduite gravitaire à débit limité constant :**

Si l'on dispose d'un débit limité constant à une cote supérieure à celle du réservoir, on a intérêt à effectuer une alimentation discontinue, afin de diminuer le volume du réservoir pour que le débit horaire disponible Q_a soit supérieure au débit moyen horaire Q_{moyh} de la journée.

Il est évident que si $Q_a \geq K_p Q_{moyh}$, le débit d'alimentation peut à chaque instant satisfaire la demande et le réservoir est inutile.

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

$$Q_{moyh} < Q_a \leq k_p Q_{moyh}$$

Dans ce cas le défaut d'alimentation le plus important se situe lors de la pointe de la matinée entre environ 7 h et 11 heures où la consommation peut atteindre $k_p Q_{moyh}$. Pendant ces quatre heures, il faudra fournir en plus de l'alimentation à débit constant Q_a un volume d'eau égale à :

$$V = 4 \cdot (k_p Q_{moyh} - Q_a)$$

IV.6.3.1 : Calcul de la capacité de réservoir de Semmmache :

Le réservoir de Semmmache est alimenté gravitairement à partir du réservoir tampon, donc on va calculer la capacité de ce réservoir comme suit :

$$\text{On a le débit moyen horaire } Q_{moyh} = 2641.47 / 24 = 110.06 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$K_p = K_{maxj} \times K_{maxh} = 1,3 \times 2,6 = 3,38$$

$$Q_{apport} = 159.7 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$\text{Donc : } K_p Q_{moyh} = 3,38 \times 110,06 = 372 \text{ m}^3/\text{h}$$

Il est évident que :

$$Q_{moyh} < Q_{apport} \leq K_p Q_{moyh} \quad \text{car : } 110,06 < 159,7 < 372$$

Donc :

$$\text{Le volume nécessaire sera égal : } 4 \times (3,38 \times 110,06 - 159,7) = 849,2 \text{ m}^3$$

Volume normalisé sera 1000 m³

Le diamètre D de la cuve :

$$D = \sqrt{\frac{4 \times V_n}{\pi \times h}}$$

On prend: $h = 5 \text{ m}$.

$$\Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \times 1000}{3,14 \times 5}} = 15,96$$

$$\Rightarrow \mathbf{D = 15,96m}$$

- Réévaluation de la hauteur d'eau h :

$$h = \frac{4 \times V_n}{\pi \times D^2}$$

$$\Rightarrow h = \frac{4 \times 1000}{3,14 \times (15.96)^2} = 5 \quad \Rightarrow \mathbf{h = 5m}$$

• La section de la cuve :

$$S = \frac{V_n}{h} \Rightarrow S = \frac{1000}{5} = 200 \quad \Rightarrow \mathbf{S = 200m^2}$$

• La hauteur totale du réservoir :

On a : $H = h + R$

H : hauteur totale du réservoir (m) ;

R : revanche (m) ; On prend $R = 0,5$ m

$$\Rightarrow H = 5 + 0,5 = 5.5 \quad \Rightarrow \mathbf{H = 5.5 m}$$

• La hauteur de la réserve d'incendie :

$$h_{inc} = \frac{V_{inc}}{S}$$

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

$$\Rightarrow h_{inc} = \frac{120}{200} = 0.6 \quad \Rightarrow \mathbf{h_{inc} = 0.6m}$$

Tableau IV.3: Tableau récapitulatif des différentes dimensions de réservoir projeté de Semmache.

Volume (m ³)	D (m)	S (m ²)	h (m)	h _{inc} (m)	R (m)	H (m)
1000	15.96	200	5	0.6	0.5	5.5

IV.6.3.2 : Calcul de la capacité de réservoir de EL-Adjiba :

Le réservoir de EL-Adjiba est alimenté gravitaire ment à partir du réservoir tampon , donc on va calculer la capacité de ce réservoir comme suit :

On a le débit moyen horaire $Q_{moyh} = 3324.06 / 24 = 138.50$ m³/h

$K_p = K_{maxj} \times K_{maxh} = 1,3 \times 2.6 = 3.38$

$Q_{apport} = 188.27$ m³/h

Donc : $K_p Q_{moyh} = 3.38 \times 138.50 = 468.13$ m³/h

Il est évident que :

$$Q_{moyh} < Q_{apport} \leq K_p Q_{moyh} \quad \text{car : } 138.50 < 188.27 < 468.13$$

Donc :

Le volume nécessaire sera égal : $4 \times (3.38 \times 138.50 - 188.27) = 1119.44 \text{ m}^3$

Volume normalisé sera 1000 m³

Le diamètre D de la cuve :

$$D = \sqrt{\frac{4 \times V_n}{\pi \times h}}$$

On prend: $h = 5 \text{ m}$.

$$\Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \times 1000}{3,14 \times 5}} = 15.96 \qquad \Rightarrow \mathbf{D = 15.96m}$$

• Réévaluation de la hauteur d'eau h :

$$h = \frac{4 \times V_n}{\pi \times D^2}$$

$$\Rightarrow h = \frac{4 \times 1000}{3,14 \times (15.96)^2} = 5 \qquad \Rightarrow \mathbf{h = 5m}$$

• La section de la cuve :

$$S = \frac{V_n}{h} \Rightarrow S = \frac{1000}{5} = 200 \qquad \Rightarrow \mathbf{S = 200m^2}$$

• La hauteur totale du réservoir :

On a : $H = h + R$

H : hauteur totale du réservoir (m) ;

R : revanche (m) ; On prend $R = 0,5 \text{ m}$

$$\Rightarrow H = 5 + 0,5 = 5.5 \qquad \Rightarrow \mathbf{H = 5.5 \text{ m}}$$

• La hauteur de la réserve d'incendie :

$$h_{inc} = \frac{V_{inc}}{S}$$

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

$$\Rightarrow h_{inc} = \frac{120}{200} = 0.6$$

$$\Rightarrow h_{inc} = \mathbf{0.6m}$$

Tableau IV.4 :Tableau récapitulatif des différentes dimensions de réservoir

EL-Adjiba

Volume (m³)	D (m)	S (m²)	h (m)	h_{inc} (m)	R (m)	H (m)
1000	15.96	200	5	0.5	0.5	5.5

Conclusion :

Dans tout projet d'alimentation en eau potable, l'étude des réservoirs reste très importante vue les rôles que peuvent jouer ces derniers. Dans notre cas, toutes les cuves ont été dimensionnées afin d'assurer la continuité du réseau d'adduction aussi bien gravitaire que par refoulement.

CHAPITRE V

ETUDE ET CHOIX DE POMPES

Introduction :

Dans un projet d'adduction, il est préférable de véhiculer l'eau gravitaire du point de départ (source, barrage...) jusqu'au point d'arrivée (réservoir, château d'eau...), mais le relief reliant ces deux points

ne permet pas toujours de réaliser ce cas, pour cela on est appelé à projeter des stations de pompage d'eau pour assurer la continuité d'écoulement.

Dans notre cas, tout au long de notre réseau d'adduction, on a projeté une station de pompage refoulant l'eau vers un réservoir tampon, cette station est composée des parties suivantes :

- La salle d'arrivée d'eau.
- La salle de commande.
- La salle des machines comportant généralement plusieurs groupes élévatoires.

V.1 Définition des pompes :

On appelle une pompe tout appareil qui aspire un fluide d'une région à basse pression pour le refouler vers une région à plus grande pression. Ainsi d'après cette définition on peut dire que le rôle de la pompe consiste à augmenter la pression du liquide fluide. Cette augmentation a lieu à la suite de la transformation de l'énergie mécanique fournie par le moteur entraînant cette pompe en une augmentation de l'énergie hydraulique qui est acquise par le liquide entre l'entrée et la sortie de la pompe. Elle peut être à axe horizontal, vertical ou oblique.

V.2 Choix de variantes pour les stations de pompage :

Les conditions de choix de variantes pour la station de pompage sont telles :

- De préférence de situer la prise d'eau la plus proche possible de la station de pompage et si c'est possible proche de l'agglomération pour diminuer les coûts de projet.
- éviter de construire la prise d'eau, et la station de pompage dans les zones sismiques et les zones non stables, respectez les normes (distance minimale entre la station de pompage un aéroport et une prise d'eau doit être 30 km).
- Le site de la prise d'eau doit être approuvé par les services de la santé publique et l'environnement.
- Les différents ouvrages des stations de pompage ne doivent pas se trouver dans les lieux libres du tracé en cas de crue.
- Situer les ouvrages de sorte que la prise soit réparée sans interruption de l'adduction d'eau.

V.3 Choix du type de pompe :

Les critères de choix du type de pompe sont :

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

V.4 Couplage des pompes :

Le couplage des pompes se fait dans le cas où une pompe placée ne permet pas de fournir la charge ou le débit nécessaire pour l'élévation d'eau au point voulu. Le couplage des pompes se fait comme suit :

Débit fourni par une seule pompe insuffisant → couplage en parallèle.

Charge fournie par une seule pompe insuffisante → couplage en série.

V.4.1 Couplage en parallèle:

Chaque conduite de refoulement aboutit à une conduite générale commune.

- Cette dernière sera composée de la somme des débits de chaque pompe.
- La caractéristique de l'ensemble des groupes sera obtenue en sommant pour une même ordonnée H les débits abscisses de chaque groupe.

V.4.2 Couplage en série :

Le refoulement de la première pompe débouche dans l'aspiration de la seconde. Le même débit traverse les deux pompes et les hauteurs d'élévation produites par chaque groupe s'ajoutent.

V.5 Choix du nombre de pompes :

Les critères de choix du nombre de pompes sont :

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

Refoulement Station de pompage - réservoir tampon :

Le tableau V.1 englobe le type, le nombre et les caractéristiques de chaque pompe choisie.

**Tableau V.1 : Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre
(SP-réservoir tampon)**

N	Q appelé (m ³ /h)	HMT appelée (m)	Type de pompe	η %	Vitesse (tr/min)	N ^{bre} d'étage	P _{abs} (Kw)	(NPSH) _r (m)	Ø roue (mm)
1	298.8	147.68	PM 150/5A	79.7	1450	5	160	3.01	310
2	149.4	147.68	PM125/7B	76.1	1450	7	90	1.96	250
3	99.6	147.68	PM100/3D	75.9	2900	3	75	3.34	220
4	74.7	147.68	PM100/9A	75.2	1450	9	45	1.94	220
5	59.76	147.68	PM100/10B	75.7	1450	10	37	1.91	220
6	49.8	147.68	PM100/10C	73.5	1450	10	30	1.89	220

D'après le tableau (V.1) précédent la variante qui convient le plus à notre cas est celle avec 3 pompes, car elle est meilleure de point de vue rendement, vitesse de rotation, (NPSH)_r, nombre d'étages et puissance absorbée. Cependant une pompe de secours doit être prévue. Ces quatre pompes sont identiques et de type PM100/ 3D

V.6 Courbes caractéristiques des pompes :

Pour chaque pompe et pour une vitesse de rotation et un diamètre de la roue donnés, on distingue les courbes caractéristiques suivantes :

* [H-Q] * [P_{abs} - Q] * [η_p - Q] * [(NPSH)_r - Q]

Les courbes caractéristiques des pompes de station de pompage seront établies à base des courbes individuelles. Ces courbes individuelles sont tirées du catalogue des pompes CAPRARI après le choix du type et du nombre de pompe en parallèle.

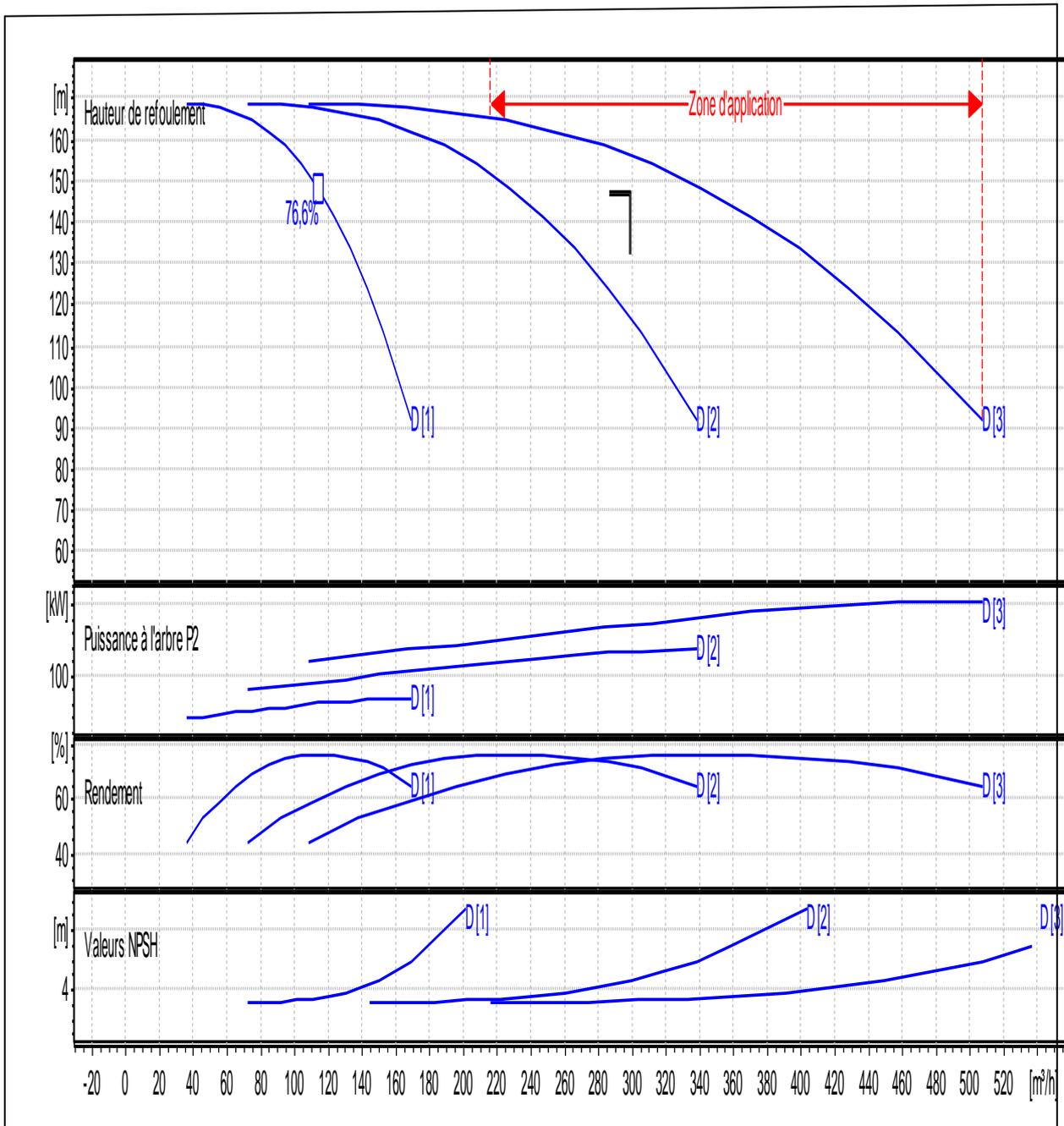


figure V.1 :les courbes caractéristique de la pompe type PM100/3D

V.7 Point de fonctionnement des pompes :

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

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

V.7.1 Courbes caractéristiques de la conduite :

La courbe caractéristique de la conduite est une parabole dont l'équation est la suivante :

$$H_c = H_g + \Delta h_t \dots\dots\dots(V.1)$$

Avec :

H_g : hauteur géométrique (m) ;

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

$$\Delta h_t = 1,15 * \Delta h_p^{lin} \dots\dots\dots (V.2)$$

Avec :

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

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

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

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

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

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

g : accélération de la pesanteur (m/s²).

Refoulement : SP – Réservoir tampon:

Tableau V.2: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP-réservoir tampon)

N°	Q (m ³ /h)	3Q (m ³ /h)	H _g (m)	L _{ref} (m)	D _{ec} (mm)	λ	Δh _p ^{lin} (m)	Δh _t (m)	H _c (m)
1	0	0	147.68	835	350	0.0342	0	0	147.68
2	30	90	147.68	835	350	0.0342	0.28106545	0.32322527	148.003225
3	60	180	147.68	835	350	0.0342	1.12426181	1.29290108	148.972901
4	90	270	147.68	835	350	0.0342	2.52958907	2.90902743	150.589027
5	120	360	147.68	835	350	0.0342	4.49704724	5.17160433	152.851604

6	150	450	147.68	835	350	0.0342	7.02663631	8.08063176	155.760631
7	180	540	147.68	835	350	0.0342	10.1183563	11.6361097	159.316109
8	200	600	147.68	835	350	0.0342	12.3920633	14.2508728	161.930872

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés sur la figure V.2

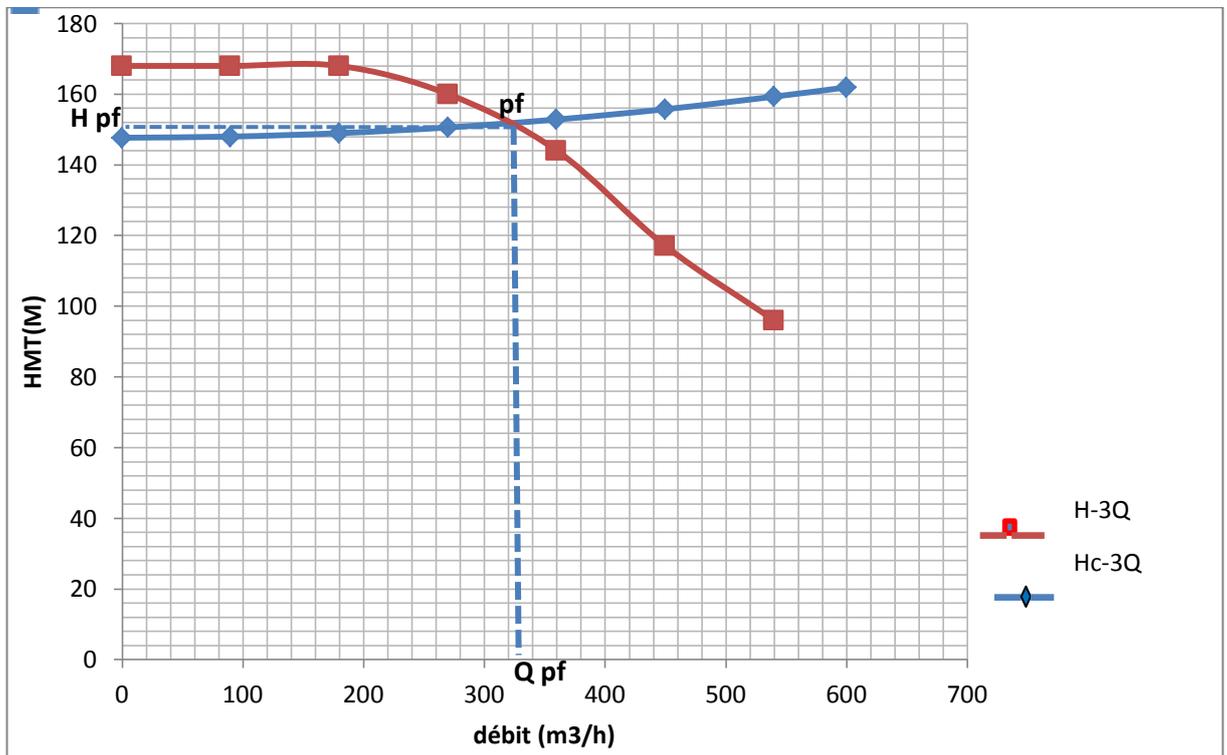


Figure V.2 : Point de fonctionnement de la pompe

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

$$\begin{cases} Q_{Pf} = 330 \text{ m}^3 / \text{h} > Q_{app} = 298.8 \text{ m}^3 / \text{h} \\ H_{Pf} = 157 \text{ m} > H_{app} = 147.68 \text{ m} \end{cases}$$

V.8 Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement données :

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

V.8.1 Débit disponible (point de fonctionnement) > Débit appelé :

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

- **Réglage qualitatif** : c'est la réduction de la vitesse de rotation de la pompe si elle est variable c'est à dire qu'on a un moteur à vitesse variable.
- **Réglage quantitatif** : appelé aussi vannage, c'est la fermeture partielle du robinet vanne de refoulement.

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

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

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

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

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

h_v : différence entre la hauteur H_c' et la hauteur appelée

$$h_v = H_c' - H_{app} \dots\dots\dots(V.5)$$

H_c' : hauteur correspondant à la projection du débit appelé sur la courbe caractéristique de la pompe $(H-Q)_R$ (m).

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

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

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

t : temps prévu de fonctionnement de la station de pompage par jour (h);

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

Q_{pf} : débit correspondant au point de fonctionnement de la pompe (m³/h).

➤ **Changement du type de la pompe.**

V.8. 2 Débit disponible (point de fonctionnement) < Débit appelé :

Dans ce cas la, il faut faire un réglage soit :

- **Qualitatif** : augmentation de la vitesse de rotation de la pompe.
- **Changement de type de pompe.**

Refoulement : station de pompage réservoir tampon

On a $Q_{app} > Q_{pf}$

Dans notre cas on va procéder à un réglage par vannage et diminution le temps de pompage.

a) Vannage

• $H_c' = 155m$ voir la figure (V.2)

$$\eta_{inst\ av, van} = 75.9\%$$

• $h_v = 155 - 147.68 \Rightarrow h_v = 7.32m.$

$$\bullet \eta_{inst\ ap, van} = 75.9 * \frac{147.68}{155} \Rightarrow \eta_{inst\ ap, van} = 72.31\% \quad (\text{chute de rendement})$$

• la nouvelle puissance absorbée:

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

n : nombre de pompes en parallèle ;

$$Q = \frac{298.8}{3} \Rightarrow Q = 99.6 m^3 / h . \text{ Ainsi : } P_{abs} = \frac{9,81 * 99.6 * 155}{0,723 * 3600} \Rightarrow$$

$$P_{abs} = 58.19 \text{ KW}$$

b) Diminution du temps de pompage

- Le nouveau temps de pompage sera : $t' = \frac{298.8}{330} * 20 \Rightarrow t' = 18 \text{ h } ; 6 \text{ minute } ; 32 \text{ sec}$ Le rendement correspondant au débit $Q_{pf} = 330 m^3 / h$ est 75 % ;

On détermine la nouvelle puissance absorbée, sachant que : $Q = \frac{Q_{pf}}{n}$ avec :

n : nombre de pompes en parallèle

$$Q = \frac{330}{3} \Rightarrow Q = 110 m^3 / h . \text{ Ainsi : } P_{abs} = \frac{9,81 * 110 * 157}{0.75 * 3600} \Rightarrow P_{abs} = 62.75 \text{ Kw}$$

V.9 Etude du phénomène de cavitation : [2]

Lorsque dans un circuit hydraulique la pression descend au dessous d'une certaine valeur, généralement, voisine de la tension de vapeur du liquide saturante ($P_v = 22 \text{ mm}$, à $T = 20^\circ\text{C}$ à la température de l'eau), il se forme des bulles et des poches de vapeur et d'air qui, dans les zones de pression plus élevées, peuvent se refermer brutalement en occasionnant du bruit, des vibrations, une érosion du matériau, accompagné d'une diminution brutale de la hauteur créée et des rendements.

Le seul moyen d'empêcher les effets indésirables de la cavitation c'est de s'assurer que le NPSH disponible dans le système est plus élevé que le NPSH requis par la pompe.

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

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

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

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

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

On prend : $r = 0,3 \text{ m}$.

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

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

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

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

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

H : altitude de la station.

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

Tableau V.3: 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

Source : O.N.M

La tension de vapeur d'eau sera choisie pour une température de 20°C

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

$$\Delta h_{asp} = (10 - 15)\% * \Delta h_{asp}^{lin} \dots\dots\dots (V.10)$$

Δh_{asp}^{lin} : Perte de charge linéaire à l'aspiration (m).

$$\Delta h_p^{lin} = 0,001735 * \left(\frac{L_{asp} * Q_a^2}{D_a^{5,3}} \right) \dots\dots\dots (V.11)$$

L_{asp} : longueur du collecteur d'aspiration, L_{asp} = 6 m ;

Q_a : débit refoulé par une seule pompe (m³/s) ;

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

Avec :

n : nombre de pompes en parallèles.

D_a : diamètre de la conduite d'aspiration,

$$D_a = (1,2 - 1,5) * DN_a$$

Avec :

DN_a : diamètre de la tubulure d'aspiration (mm), donné par CAPRARI

V.9.1 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 :

$$\nabla_{axe} = \nabla_{min} - h_{asp}^{adm} + r \dots\dots\dots (V.12)$$

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

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

$$\nabla_{min} = C_p - h + h_{inc} \dots\dots\dots (V.13)$$

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

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

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

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

Refolement station de pompa - réservoir tampon:

- La charge nette d'aspiration requise :

$$(NPSH)_r = 3.34 \text{ m}$$

- La pression atmosphérique :

$$P_{at} = 10,33 - 0,00139 * 544.7 \Rightarrow P_{at} = 9.57 \text{ mce.}$$

- La tension de vapeur d'eau à une température $T=20^\circ\text{C}$:

$$T_v = 0,24 \text{ mce}$$

- Le diamètre de la conduite d'aspiration :

$$DN_a = 125 \text{ mm}$$

$$\text{Donc : } D_a = 1,4 * 125 \Rightarrow D_a = 175 \text{ mm}$$

- La vitesse d'aspiration :

$$V_a = \frac{4 * 99.6}{3,14 * 0,175^2 * 3600} \Rightarrow V_a = 1.15 \text{ m/s}$$

Cette vitesse est admissible.

- La perte de charge linéaire à l'aspiration :

$$\Delta h_p^{lin} = 0,001735 * \left(\frac{6 * \left(\frac{99.6}{3600} \right)^2}{0,175^{5,3}} \right) \Rightarrow \Delta h_p^{lin} = 0,08 \text{ m}$$

- La perte de charge totale à l'aspiration :

$$\Delta h_{asp} = 1,15 * 0,08 \Rightarrow \Delta h_{asp} = 0,09 \text{ m}$$

- La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{asp}^{adm} = 3.34 + 0,3 - 9.57 + 0,24 + \frac{1.15^2}{2 * 9,81} + 0,09 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = - 5.533 \text{ m}$$

Donc on change le type d'installation (on opte pour une installation en aspiration) :

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

$$h_{asp}^{adm} = 9.57 - 3.34 - 0.3 - 0.24 - \frac{1.15^2}{2 * 9,81} - 0,09 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = 5.533 \text{ m}$$

- Le niveau minimum du plan d'aspiration :

$$\nabla_{min} = 544.70 - 5 + 0.85 \Rightarrow \nabla_{min} = 538.85 \text{ mNGA}$$

- La côte de l'axe de la pompe :

$$\nabla_{axe} = 538.85 + 5.53 - 0.3 \Rightarrow \nabla_{axe} = 544.08 \text{ mNGA}$$

V.10 Choix du moteur électrique :

Pour la présente étude les caractéristiques du moteur sont données directement par le catalogue Caprari et elles sont comme suit :

Refoulement station de pompage - réservoir Tampon:

- Fréquence 50HZ
- Tension nominale 400V
- Vitesse nominale 2950 tr/min
- Nombre de pôles 2
- Puissance nominale P2 75 Kw
- Type de moteur 3~

V.11 Equipements d'une station de pompage :

V.11.1 Équipements en amont d'une pompe :

Selon le type d'aspiration, en bêche ou sur conduite, les équipements en amont d'une pompe changent.

Définition d'une aspiration en bêche :

L'aspiration dans ce casse fait directement dans la bêche, soit par une courte conduite plongeante dans la bêche amenant l'eau à la bride d'aspiration de la pompe, soit que la pompe elle-même immergée dans la bêche.

Définition d'une aspiration sur conduite :

Dans ce cas, l'eau arrive à la station par une conduite qui est relié directement à un collecteur d'où partent les conduites d'aspiration des pompes, donc il n'existe aucune bêche.

les équipements en amont d'une pompe

Dans notre projet, chaque station de pompage est équipée d'une bêche d'eau, donc l'aspiration se fait en bêche, les équipements en amont d'une pompe dans ce cas sont :

- Une grille ;
- Tulipe d'aspiration :

Elle est prévue lorsque la vitesse d'entrée d'eau dans la conduite d'aspiration atteint 0.5 m/s, on l'utilise aussi pour diminuer les pertes de charge ;

- Crépine :

Sorte de cylindre perforé, utilisé pour empêcher le passage des corps dont la grille n'a pas pu les bloquer ;

- Clapet :

Il a pour rôle d'éviter le retour d'eau en cas d'arrêt de la pompe, il est recommandé de combiner le clapet et la crépine.

- conduite d'aspiration :

Sur la conduite d'aspiration, on évitera toute formation de poches d'air, d'où les parties horizontales comporteront une légère pente 2% montant en direction de la pompe, ceci permet l'évacuation permanente des bulles d'air.

- Coude ;
- Vanne ;
- Convergent d'aspiration :

La conduite d'aspiration est raccordée à la pompe par un convergent ce qui permet d'avoir accélération progressive de l'écoulement, favorisant la bonne répartition des vitesses, dans le but d'éviter toute formation de poche d'air, on place horizontalement la génératrice supérieure de notre convergent.

V.11.2 Équipements en aval d'une pompe :

- divergent :

À la sortie de la pompe, il est évident que la vitesse de l'eau est très grande dans les conduites de refoulement, il est nécessaire de ralentir cette vitesse pour la maintenir dans une plage admissible ;

- clapet anti retour :

À la sortie de la pompe, il pourra être placé un clapet dont le rôle sera d'empêcher le retour d'eau lors de l'arrêt de la pompe, ils sont installés sur la conduite horizontale.

- Joints :

Il faut utiliser des joints auto butant pour éviter la transmission de toute effort de la conduite de refoulement sur la pompe ;

- Vannes de refoulement ;
- Conduit de refoulement :

Elle sert à véhiculer l'eau entre la pompe et le collecteur de refoulement.

V.11.3 Équipements auxiliaires d'une pompe :

- Système de drainage;
- Système d'amorçage ;
- Conduite by passe :

Elle a trois rôles principaux : réglage du débit, amorçage de la pompe et protection contre les effets néfastes du régime transitoire (coup de bélier) ;

- Réservoir d'air ;
- Prise d'échantillon :

Sorte de robinet muni d'un tube en cuivre qui est placé au dessus de la conduite de refoulement, pour prendre des échantillons d'eau de refoulement, en vue de contrôler sa qualité ;

- Appareillage de mesure de débit et de pression ;
- Système de levage : (pont roulant)

Il est dimensionné en fonction du poids le plus lourd dans la station de pompage, majoré de 20 %.

Si le poids est inférieur à 1 tonne, le système de levage peut être à commande manuelle ou électrique ;

Si le poids est supérieur à 1 tonne, le système de levage est à commande électrique ;

- Système de ventilation ;
- Eclairage ;
- Appareillage de commande ;
- Système de protection contre l'incendie.

V.12 Bâtiment d'une station de pompage :

V.12.1 Rôle du bâtiment d'une station de pompage :

Le bâtiment d'une station de pompage est destiné à abriter :

- Les équipements hydrauliques ;
- Les équipements hydromécaniques et énergétiques ;
- Les équipements auxiliaires
- Les locaux du personnel

V.12.2 Critères du choix de type de bâtiment :

- Mode d'assemblage : prise d'eau – Station de pompage – ouvrage d'arrivée ;
- Les matériaux de construction et leur disponibilité ;
- Conditions climatiques de la région ;
- L'encombrement dû à la pompe et ses accessoires ;
- Fondation et stabilité du terrain.

V.12.3 Les différents types de bâtiment d'une station de pompage :

On distingue :

- Bâtiments type Bloc ;
- Bâtiments type Bloc approfondie ;
- Bâtiments type bache sèche ;
- Bâtiments type bache sèche approfondie ;
- Bâtiments type bache mouillée (avec pompe de surface) ;
- Bâtiments type bache mouillée (avec pompe noyée) ;
- Bâtiments type surface ;
- Station de pompage flottante.

V.12.4 Caractéristiques des bâtiments selon leur type :

Les caractéristiques de chaque type de bâtiment d'une station de pompage peuvent être résumées dans le tableau V.4

Tableau V.4: les caractéristiques des différents types de bâtiment d'une station de pompage

paramètres	Type de bâtiment			
	bloc	Bâche sèche	Bâche mouillé	surface
Débit Q (m ³ /s)	>2	<2	<6	<1,5
Type de pompe	Axiale centrifuge à axe verticale	Pompe centrifuge	Axiale centrifuge à axe verticale	Pompe centrifuge
Hauteur admissible a l'aspiration (m) h_{asp}^{adm}	En charge <0	En charge <0 En aspiration >0	En charge <0	En aspiration >0
Variation du plan d'eau d'aspiration (m)	1-2	N'importe	N'importe	< h_{asp}^{adm}

V.12.5 Choix de type de bâtiment :

Dans notre cas, on va construire un bâtiment de type surface car :

- Le débit journalier de la station de pompage est de 0,083 m³/s, donc $Q < 1,5 \text{ m}^3/\text{s}$
- Les pompes choisies sont des pompes multicellulaire à axe horizontal.

V.12.6 Partie souterraine du bâtiment :

Elle peut être en béton armé ou préfabriqué alors que le bâtiment peut être en brique ou en béton préfabriqué, les équipements principaux et auxiliaires doivent être placés sous le pont roulant.

V.12.7 Partie supérieure du bâtiment :

La partie supérieure du bâtiment est construite sous forme rectangulaire et comporte une salle des machines, plus une plate forme de montage et de démontage, une salle annexe (pour le bureau d'exploitation, toilette, salle de stockage, salle de commande où on trouve les armoires électriques).

Il est recommandé de prendre :

- Une hauteur normalisée de la station de pompage (H_b : 3,5 m ; 4,2 m ; 4,8 m ; 5,4 m ; 6 m....)
- Une longueur du bâtiment $L_b = 3, 6, 18, 21, 24 \text{ m} \dots$
- Une distance entre les poteaux (3, 6, 9, 12 ..).
- Si la longueur du bâtiment dépasse 18 m, on prévoit deux sorties.
- la plate forme de montage se trouve juste à l'entrée du bâtiment.
- On note aussi que dans la réalisation il faut respecter certaines distances pour faciliter le mouvement des personnels ainsi que pour des raisons de sécurité.
- On note quelques normes à respecter dans la construction du bâtiment :
 - Distance entre les pompes 0,8 et 1,2 m ;
 - Distance entre les groupes électriques et les vitres de commande est de l'ordre de 1 à 2 m.
 - La surface des fenêtres est prise entre 10 et 15 % de la surface de la salle des machines.

V.13 Dimensionnement du bâtiment de la station de pompage:

Pour le dimensionnement de la station de pompage il faut prendre en considération tous les éléments qui se trouvent à l'intérieur et au voisinage de la station de pompage comme les conduites d'aspiration et de refoulement. L'élément essentiel pour le dimensionnement de la station de pompage réside en l'encombrement des groupes et des conduites, les pièces spéciales, ainsi que le nombre des pompes et la pompe de secours qui doit être installée.

V.13.1 La hauteur du bâtiment :

$$H_b = h_5 + h_6 + h_7 + h_8 + h_9$$

h_5 : Distance vertical

$$h_5 = h_p + h_{\text{socle}} + h_{\text{reserve}}$$

$$h_{\text{reserve}} = 0,4 \text{ m}$$

$$h_{\text{socle}} = (0.3 \div 0.5) \text{ m, on prend } h_{\text{socle}} = 0.4 \text{ m}$$

h_p : Hauteur de la pompe est égale à $h_p = 0.6 \text{ m}$

h_6 : Hauteur réservée à l'homme, on prend $h_6 = 2 \text{ m}$

h_7 : Hauteur de chariot, on prend $h_7 = 0.3 \text{ m}$

h_8 : Hauteur profilée, on prend $h_8 = 0.8 \text{ m}$

h_9 : Hauteur de sécurité, on prend $h_9 = 0.5 \text{ m}$

Donc :

$$h_5 = 0.6 + 0.4 + 0.4 = 1.4 \text{ m}$$

$$H_b = 1.4 + 2 + 0.3 + 0.8 + 0.5 = 5 \text{ m}$$

$$H_b = 5 \text{ m}$$

V.13.2 La largeur du bâtiment :

$$L_b = l_1 + l_2 + l_3 + l_4 + 2s$$

Avec :

S : Epaisseur de mur ($s = 0.25 \text{ m}$) ;

l_1 : Distance entre le mur et le premier organe, $l_1 = (0.2-0.3) \text{ m}$, on prend $l_1 = 0.3 \text{ m}$;

l_2 : Distance entre les tubulures, $l_2 > (0.2-0.3) \text{ m}$, on prend $l_2 = 0.2 \text{ m}$;

$$l_3 + l_4 = l_p + l_{\text{tref}} + l_{\text{tasp}} + l_c + l_j$$

Avec:

l_p : longueur de la pompe, $l_p = 1 \text{ m}$. (annexe I)

l_c : longueur du convergent; il est donné par : $l_c = (3.5 - 4) (D_a - DN_a)$, on prend:

$$l_c = 0.2\text{m};$$

l_j : longueur des joints, ($l_j = 1 \text{ m}$) ;

$l_{t\text{ref}}$: longueur du tronçon de refoulement, il est donné par : $l_{t\text{ref}} > 2 \cdot D_r$, $l_{t\text{ref}} > 2 \cdot 0.35$, on prend $l_{t\text{ref}} = 1.2 \text{ m}$

D_r : diamètre de refoulement, déterminé par l'étude technique et économique, ($D_r = 350 \text{ mm}$) ;

$l_{t\text{asp}}$: longueur du tronçon d'aspiration, il est donné par : $l_{t\text{asp}} > 2 \cdot D_a$, ($D_a = 300 \text{ mm}$), $l_{t\text{asp}} > 2 \cdot 0.3$, on prend $l_{t\text{asp}} = 0.9 \text{ m}$

donc :

$$l_3 + l_4 = 1 + 1.2 + 0.9 + 0.2 + 1$$

$$l_3 + l_4 = 4.3 \text{ m}$$

la largeur du bâtiment sera :

$$L_b = 0.3 + 0.2 + 4.3 + 2 \cdot 0.25$$

$$L_b = 5.3 \text{ m. On prend : } L_b = \mathbf{5.4 \text{ m.}}$$

V.13.3 La longueur du bâtiment :

$$L_b = n \cdot L + L_{\text{int}} + L_{\text{pf}} + L_r + L_p$$

n: nombre de pompes, $n = 4$ (tenant compte de la pompe de secours)

L : longueur de la pompe et celle du moteur, $L = L_{\text{pe}} + L_m$; $L = 2 \text{ m}$;

L_{int} : distance entre deux pompes voisines, $L_{\text{int}} = (0,8-1,2) \text{ m}$,

On prend : $L_{\text{int}} = 1.2 \text{ m}$.

L_{pf} : longueur de la plate-forme de montage, $L_{\text{pf}} = 3.5 \text{ m}$.

L_r : Longueur de l'armoire, $L_r = 3 \text{ m}$,

L_p : Surface du bureau du personnel, $L_p = 3.5\text{m}$,

$$L_b = 4 \cdot 2 + 1.2 + 3.5 + 3 + 3.5$$

$$L_b = 19.2 \text{ m}$$

On prend une longueur normalisée de $L_b = \mathbf{21 \text{ m}}$.

V.13.4 Dimensions des portes :

Porte principale : $3,2 \times 3,2 \text{ m}^2$;

Porte secondaire : $2,2 \times 2,2 \text{ m}^2$;

V.13.5 Dimensionnement des fenêtres :

Il faut avoir un éclairage de surface de (10 à 15) % de la surface de la station en plus de l'éclairage électrique. On prend 10%.

$$S (\text{fenêtres}) = 0,10 \times 21 \times 5 \Rightarrow S (\text{fenêtres}) = 10,5 \text{ m}^2;$$

Le nombre de fenêtres :

$$N (\text{fenêtres}) = \Sigma S (\text{fenêtres}) / (2 \times 1,4) = 5,36 \Rightarrow 06 \text{ fenêtres.}$$

V.13.6 Dimensionnement des marches d'escaliers :

Hauteur : 17 cm.

Largeur : 30 cm.

Pente : 1/1,75.

Tableau V.5: Récapitulation des dimensions du bâtiment de la station.

Dimensions du bâtiment de la station de pompage en (m)						
Longueur	Largeur	Hauteur	Epaisseur des murs	fenêtres	portes	
					secondaire	principale
21	5.4	5	0,25	1.4×1,4	2,2×2.2	3.2×3,2

Conclusion :

Notre choix de pompes s'est porté sur des pompes centrifuges à axe horizontal type CAPRARI pour la station de pompage. Le bon calage des pompes est nécessaire afin d'assurer leur bon fonctionnements et éviter les effets néfastes de la cavitation.

CHAPITRE VI
PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LE
COUP DE BÉLIER

Introduction:

Les conduites d'adduction sont soumises au phénomène du coup de bélier dont la brutalité est susceptible d'entraîner les ruptures de tuyaux.

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.

VI. Protection des conduites contre le coup de bélier : [7]

VI.1 Définition :

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

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

VI.2 Causes du coup de bélier :

Les causes les plus fréquentes qui provoquent ce phénomène sont :

- L'ouverture ou la fermeture brusque des vannes placées sur les conduites en charge à écoulement gravitaire
- L'arrêt brutal ou démarrage d'un ou plusieurs groupes électropompes alimentant une conduite de refoulement.
- Le remplissage ou la vidange d'un système d'AEP.
- La modification de la vitesse d'une pompe.
- L'interruption de l'alimentation électrique dans une station de pompage est la cause la plus répandue du coup de bélier.

VI.3 Les risques dus aux coups de bélier :

En pratique les risques dus au coup de bélier sont importants

VI.3.1 Risque de forte pression :

Les surpressions dues aux coups de bélier peuvent être engendrées en plus de la pression initiale si leur somme dépasse la pression maximale admissible de la conduite il peut y avoir fissuration de cette dernière et dislocation des points.

VI.3.2 Pression négative :

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 devienne inférieure à $10mce$, il se produit une poche de cavitation. Des conséquences néfastes peuvent être criées dans la conduite à la suite de cette pression négative, telle que l'implosion de la conduite, l'aspiration des joints et le décollement de l'enduit de protection interne.

VI.3.3 Fatigues des conduites :

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

VI.4 Description des phénomènes physiques :

Quatre phases peuvent être envisagées, suite à l'arrêt brusque ou instantané du groupe électropompe

Phase 1 :

Au temps $t = 0$, la vanne située à l'amont du système est fermée, immédiatement et à proximité de la vanne, la vitesse d'écoulement s'annule, donc l'énergie cinétique fait de même et doit être compensée par un gain d'énergie potentielle sous forme d'une dépression puisque le mouvement initial de l'eau a tendance à tirer sur la partie de la colonne d'eau qui est immobile.

Cette énergie de dépression se traduit mécaniquement par une énergie de déformation qui tend à réduire le diamètre de la conduite. Ce phénomène se poursuit jusqu'à ce que toute la conduite soit mise en compression, ce qui prend un temps égal au rapport de la longueur 'L' sur la célérité de l'onde de déformation 'C'.

Phase 2 :

Lorsque l'onde de dépression atteint le réservoir, celle-ci se dissipe puisqu'il règne à cet endroit une pression constante. À ce moment précis, plus rien ne retient la mise en compression de la conduite et elle commence à reprendre sa forme à proximité du réservoir. L'augmentation de volume ainsi créée, entraîne le remplissage de la conduite à une vitesse équivalente à la vitesse initiale du fluide puisque la déformation initiale de la conduite est directement liée à cette dernière. Ce phénomène a la même durée que celle de l'étape précédente.

Phase 3 :

Au moment où toute la conduite a repris sa forme, la vitesse de l'eau doit s'annuler en frappant la vanne fermée. Encore une fois, on doit avoir transformation de l'énergie cinétique en énergie potentielle. Par contre, cette fois, l'énergie de pression est positive puisque l'inertie de l'eau tend à comprimer la partie immobile de la colonne d'eau. Cette surpression met en tension la conduite qui se dilate. La vitesse de l'onde de déformation 'C' étant constante, la durée de cette étape est identique à celle des précédentes.

Phase 4 :

Le surplus d'eau dû à l'augmentation du volume de la conduite commence à s'évacuer près du réservoir à une vitesse U_0 de façon à ce que la conduite reprenne son diamètre initial.

À la fin de cette étape, toute la conduite retrouvera les conditions initiales et l'étape 1 pourra recommencer.

Ce cycle de période $T = 4L/C$ se répéterait indéfiniment, s'il n'y avait pas de frottement. Les effets du frottement agissent essentiellement sur l'amortissement de l'amplitude de la

variation de pression. Le cas que nous venons d'étudier, est typique d'une installation de refoulement car il commence par une dépression à l'amont du système, Considérons donc un système, analogue à une situation de refoulement, où l'eau coule une vitesse V_0 pour alimenter un réservoir dont le niveau est gardé constant. Le phénomène, illustré par la figure.VI.1, peut être décrit en quatre phases.

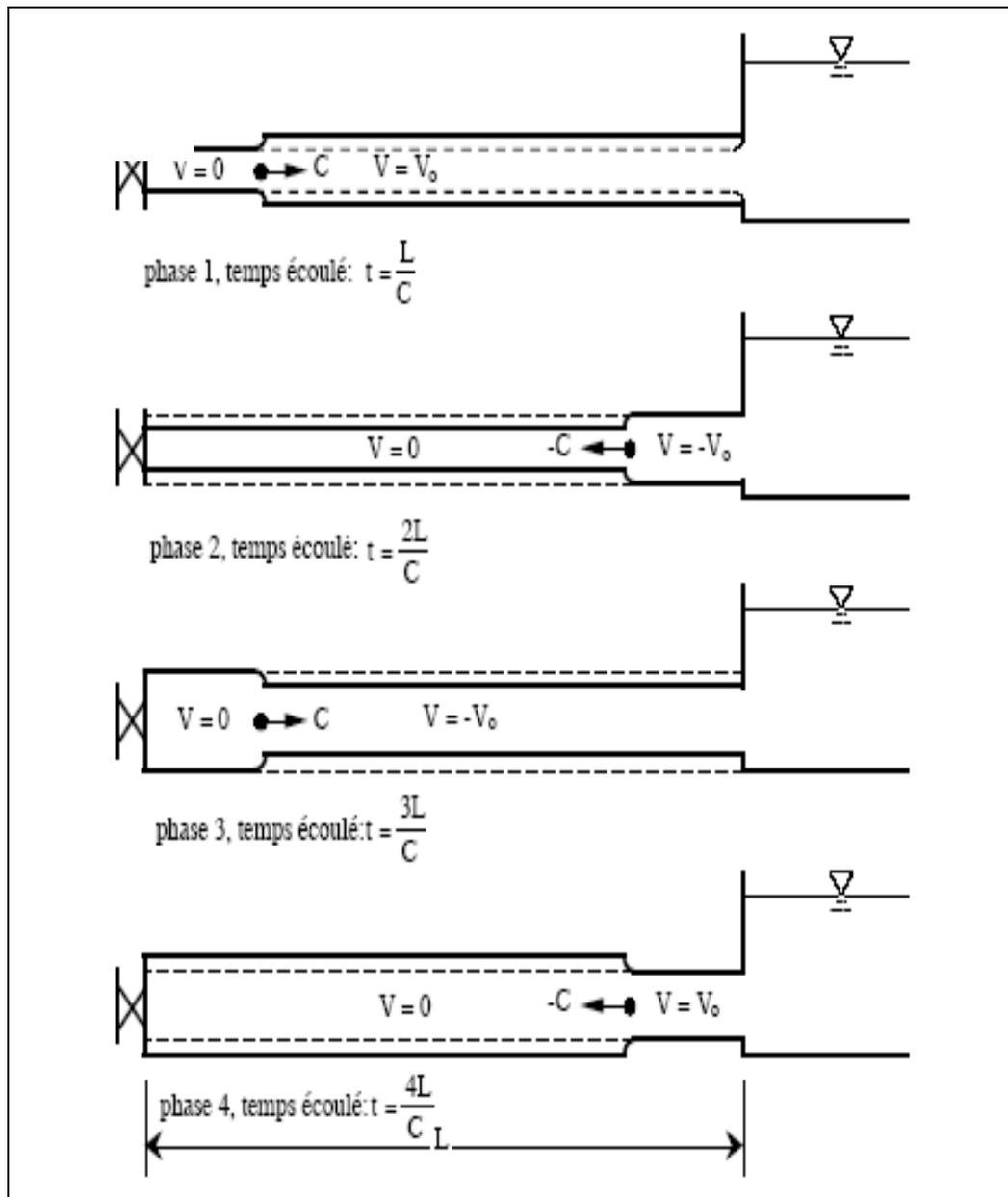


Figure VI.1 : Étapes d'un cycle de variation de pression

VI.5 Protection des conduites gravitaire contre le coup de bélier :

Pour la protection de la conduite gravitaire contre le phénomène du coup de bélier, ces conduites sont elles aussi menacées par les effets néfastes du coup de bélier. la compression de l'eau se transmise à la conduite et le coup de bélier se né. la conduite se dilate et le phénomène transitoire se propage instantanément sur toute la conduite via une onde de célérité c et alors cette déformation se propage à l'amont de la conduite constituant un danger pou la conduite .

Pour la protection des conduites gravitaire contre le coup de bélier , la seule protection consiste en l'étude de la loi de fermeture de la vanne sur cette conduite .

Nous allons calculer les pressions en proximité de la vanne au cours la première seconde .

Tableau.VI.1 : les caractéristiques de la conduite gravitaire .

conduite	D(mm)	L(m)	V(m/s)	H(m)
RT-R1	200	5024	0.8	25.2

Les calculs :

La célérité d'onde de surpression est :

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

a : célérité d'onde (m/s) ;

K : Coefficient d'élasticité de l'eau ; K = 2,07*10⁹ Pascal.

ρ : Masse volumique de l'eau ; ρ = 1000 kg / m³

E_m : module de Young du matériau de la conduite ; E_m = 2*10¹¹ Pascal pour l'acier.

E_m = 3*10⁹ Pascal pour le PVC.

E_m = 1*10¹¹ Pascal pour la fonte.

E_s : module de Young du sol ; E_s = 2*10⁸ Pascal.

ν_m : coefficient de poisson du matériau. ν_m=0,3 (acier), ν_m=0,46 (PVC), ν_m=0,3 (fonte)

ν_s : coefficient de poisson du sol entourant la conduite. ν_s=0.33

e_m : Epaisseur de la conduite (m).

a : rayon intérieur de la conduite (m).

Remarque :

La partie gravitaire se compose de deux tronçons et deux diamètres : DN200 mm et DN250 mm. on va on va considéré que la conduite à un seul diamètre , et on va choisi le diamètre le plus petit pour que la célérité d'onde importante .

Donc on va trouvé : C=1438.75 m/s

L'onde réfléchi atteint la vanne au bout d'une durée de temps :

$$t_r = \frac{2L}{C} \dots\dots\dots(VI.2)$$

Donc : $t_r = \frac{2 * 5024}{1438.75} = 7 \text{secondes}$

Avec la valeur de C nous déterminons :

$$\frac{\Delta h}{h_0} = \frac{cv_0}{gh_0} * \Delta v / v_0 \dots\dots\dots(VI.3)$$

Donc : $\frac{\Delta h}{h_0} = 4.6559 \frac{\Delta v}{v_0}$

Nous admettons que la vanne reste immobile et entièrement ouverte pendant 0.2secondes et qu'à la fin de cette fraction de temps elle prend brusquement la position de Av/AV₀=0.85

Pour t/t_c = 0.2 on a en appel de $\frac{V - \Delta V}{V_0} = (Av/AV_0) \sqrt{(h + \Delta h) / h_0}$

de $\frac{V - \Delta V}{V_0} = 0.85 \sqrt{(h + \Delta h) / h_0} \dots\dots\dots(VI.4)$

En éliminant $\frac{\Delta h}{h_0}$, entre (VI.2) et (VI.3), on obtient une équation de seconde degré dont on tire :

$$\frac{\Delta V}{V_0} = 0.0532 \quad , \quad \frac{\Delta h}{h_0} = 0.2476$$

Ces valeurs sont inscrites dans les rubriques y correspondantes du tableau (VI.1) et permettent de calculer les valeurs y correspondantes de V/V_0 et de h/h_0

Pour t/t_c l'équation (VI.4) devient :

$$\text{de } \frac{V-\Delta V}{V_0} = 0.60\sqrt{(h + \Delta h)/h_0}$$

$$0.9468 - \frac{\Delta V}{V_0} = 0.60\sqrt{1.2476 + \frac{\Delta h}{h_0}}$$

Le tableau se complète suivant le procédé ci-dessus exposé jusqu'à l'instant $t=t_c=7$ secondes

Où la vanne achève son mouvement de fermeture .l'accroissement $\frac{\Delta h}{h_0}$, correspondant à cette dernière étape de fermeture est celui qui est nécessaire à ce que le dernier résidu de vitesse se résidu à zéro ,soit :

$$\Delta h/h_0 = 0.2156 * 4.6559 = 1.0038$$

Pour $t = t_c = 1.2$ l'onde de pression engendrée à l'instant $t / t_c = 0.2$ réfléchi par l'extrémité amont de la conduite atteint la vanne en y occasionnant un décroissement de la hauteur piézométrique :

$$-2\Delta h/h = -0.4952$$

D'une manière analogue pour $t / t_c = 1.4$ ce décroissement sera ect...les dites ondes réfléchies continuent à réduire la hauteur piézométrique jusqu'à $h/h_0 =$ pour $t / t_c = 2$ les résultat de calcul sont rapportés au tableau suivant .

Tableau .VI.2 : tableau récapitulatif des calculs concernant la fermeture de la vanne

$T = \frac{2L}{c}$	t / t_c	AV/AV_0	$\Delta V/V_0$	$\Delta h/h_0$	V/V_0	h/h_0	P(bar)
0.0	0,0	1,0	0,0000	0,0000	1,0000	1,0000	25.200
1.4	0,2	0,85	0.0532	0.2476	0.9468	1.2476	31.43952
2.8	0,4	0,60	0.1300	0.6052	0.8168	1.8528	46.69056
4.2	0,6	0,35	0.2221	1.0343	0.5947	2.8871	72.75492
5.6	0,8	0,10	0.3791	1.7651	0.2156	4.6522	117.2354
7	1	0,00	0.2156	1.0038	0.0000	5.6560	142.5312
8.4	1,2	0,00	0,0000	-0.4952	0,0000	5.1608	130.0521
9.8	1,4	0,00	0,0000	-1.2104	0,0000	3.9504	99.55008
11.2	1,6	0,00	0,0000	-2.0686	0,0000	1.8818	47.42136
12.6	1,8	0,00	0,0000	-3.5302	0,0000	-1.6484	-41.53968
14	2	0,00	0,0000	-2.0076	0,0000	-3.6560	-92.13120

Le graphe représentant dans la figure (VI.2) montre l'application de la loi de manœuvre.

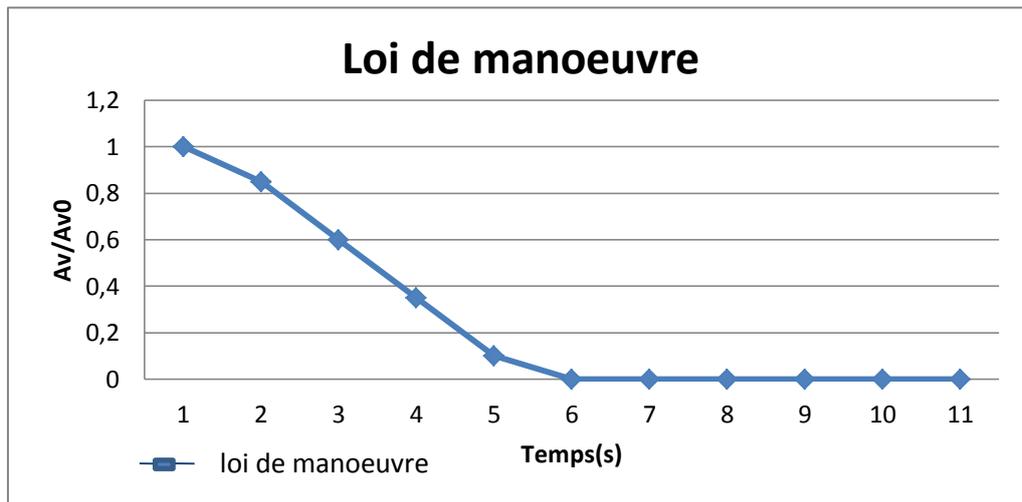


Figure VI.2 :graphe représentant la loi de manoeuvre

VI.6 Protection des conduites de refoulement contre le coup de bélier :[5]

Ils existent différents moyens de protection des installations contre le coup de bélier :

Le réservoir d'air, cheminée d'équilibre, soupape de décharge et le volant d'inertie.

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

Nous allons étudier le dimensionnement du réservoir d'air afin que la conduite soit protégée dans sont ensemble dans le cas le plus grave d'arrêt brusque et total de la station ,donc pour protégé la conduite contre la dépression ,nous calculerons à l'aide de la méthode de Puech et Meunier ce volume U0 afin que l'air soit suffisant pour propulser l'eau dans la conduite.

VI.6.1 Dimensionnement des protections :

- Dépression :

Nous avons affaire à une conduite en fonte ductile , on a calculer $C= 1438.75$

Caractéristique de la conduite de refoulement de la station de pompage vers le réservoir
 Tampon :

$$V_0 = 0.86 \text{ m/s}$$

$$H_0 = H_g + 10$$

$$H_0 = 144.7 + 10 = 154.7 \text{ m}$$

Donc :

- Calcul du A:

$$A = \frac{aV_0}{gH_0} = \frac{1438.75 \cdot 0.86}{9.81 \cdot 154.7} = 0.815$$

- Calcul du K :

HMT = 147.68 m ;

Habs = 157.68 m ;

$$K = \frac{Habs - H_0}{H_0} = \frac{157.68 - 154.7}{154.7}$$

K = 0.02

➤ **Caractéristique du réservoir :**

Nous devrions considérer la famille de courbes pour : A = 0.815

K = 0.02

Mais comme nous ne disposons pas de ces abaques , nous allons superposer le profil en long « absolu » aux familles de courbes .

K= 0.1 ; A = 2

K = 0.1 ; A = 4

Donc on va compléter d'abord le tableau du profil en long , les résultat de calcul sont récapitulé dans le tableau(VI.3)

Tableau VI.3 :les résultats de calcul pour dessiner le profil en long

Cote Z(m)	401.22	402.15	413.10	529.32	538.96
Longueur de la conduite	0	103.91	364	683.38	795.58
$\frac{\Delta z + 10}{Hg + 10}$	0.07	0.006	0.14	0.87	0.94
$\frac{X}{L}$	0	0.13	0.46	0.86	1

On trace le profil en long dans les Abaques de Puech et Munier de Annexe (III), et on va trouvée

B = 0.6 ; cette valeur de B nous permet de calculer le volume d'air comprimé U0 en régime permanent

$$U_0 = \frac{V_0^2}{gHabs} * \frac{LS}{B}$$

$$U_0 = \frac{(0.86)^2}{10 * 157.68} * \frac{835 * 0.096}{0.6} = 0.06 \text{ m}^3$$

$$U_0 = 0.06 \text{ m}^3$$

Le plus grand volume d'air sera pour la plus faible pression et nous lisons sur le graphique :

$$\frac{P_{min}}{H_0} = 0.49 ; \text{ alors } P_{min} = 0.49 * 157.68 = 77.2 \quad , \quad P_{min} = 77.26$$

Si l'évolution du volume d'air est intermédiaire entre les lois isotherme et adiabatique , nous avons :

$$U_{max} = U_0 \left(\frac{Habs}{P_{min}} \right)^{\frac{1}{1.2}}$$

$$U_{\max} = 1.108 \text{ m}^3$$

Le plus grand volume d'air est de 1.108 m^3 , si nous voulons qu'il reste encore 20% d'eau lors de la plus grande dépression, il nous faut prévoir un ballon de volume L égale à 1.33 m^3

- **Surpression :**

Nous nous servons de l'abaque de Dubin et Guéneau (Annexe IV)

A= 1.5 nous lisons $\alpha \frac{v_0^2}{H_0} = 3.6$

B= 0.6 $\frac{P_{\min}}{H_0} = 0.4$ Avec : $\alpha = \frac{1}{2g} \left[\frac{D^2}{0.6d^2} - 1 \right]^2$

$d = 0.0406 \text{ m}$ (surpression par rapport à la hauteur géométrique absolue)

VI.7 Encombrement du réservoir d'air [8]

L'encombrement du réservoir d'air auquel on a opté est donné dans la figure VII.3

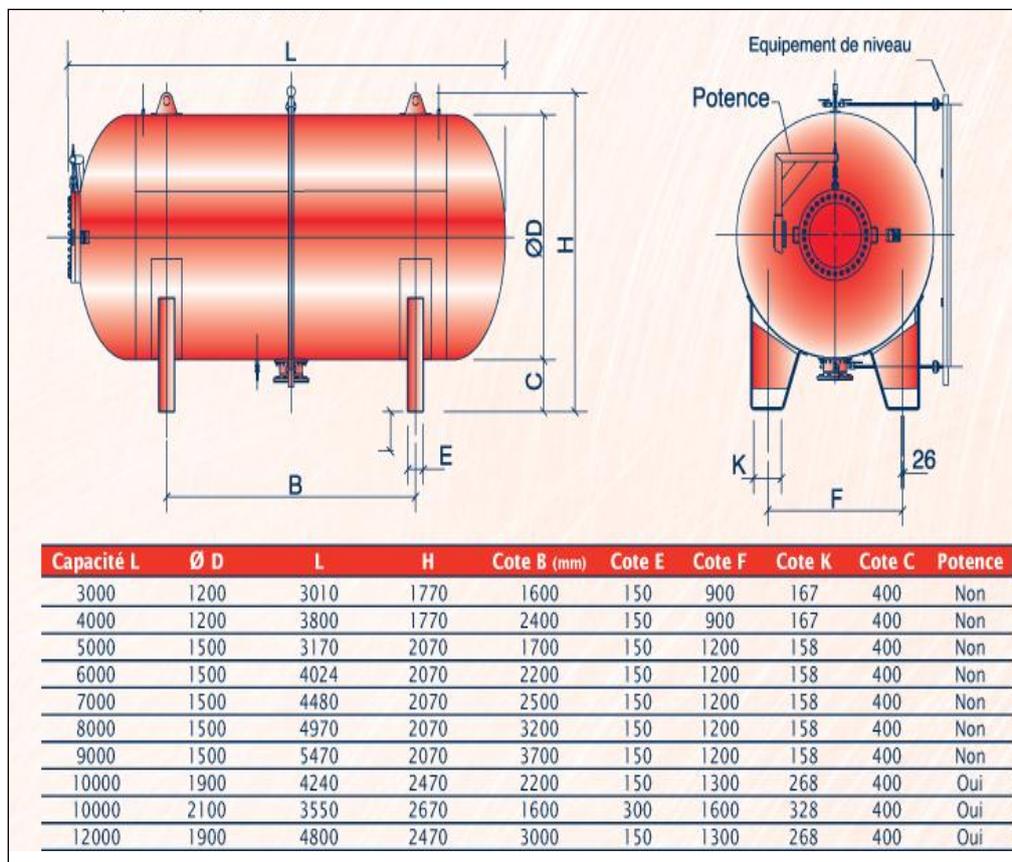


Figure VI.3: Planche d'encombrement des réservoirs d'air Hydrofort CHARLATTE.

VI.8 Installation du réservoir d'air :

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

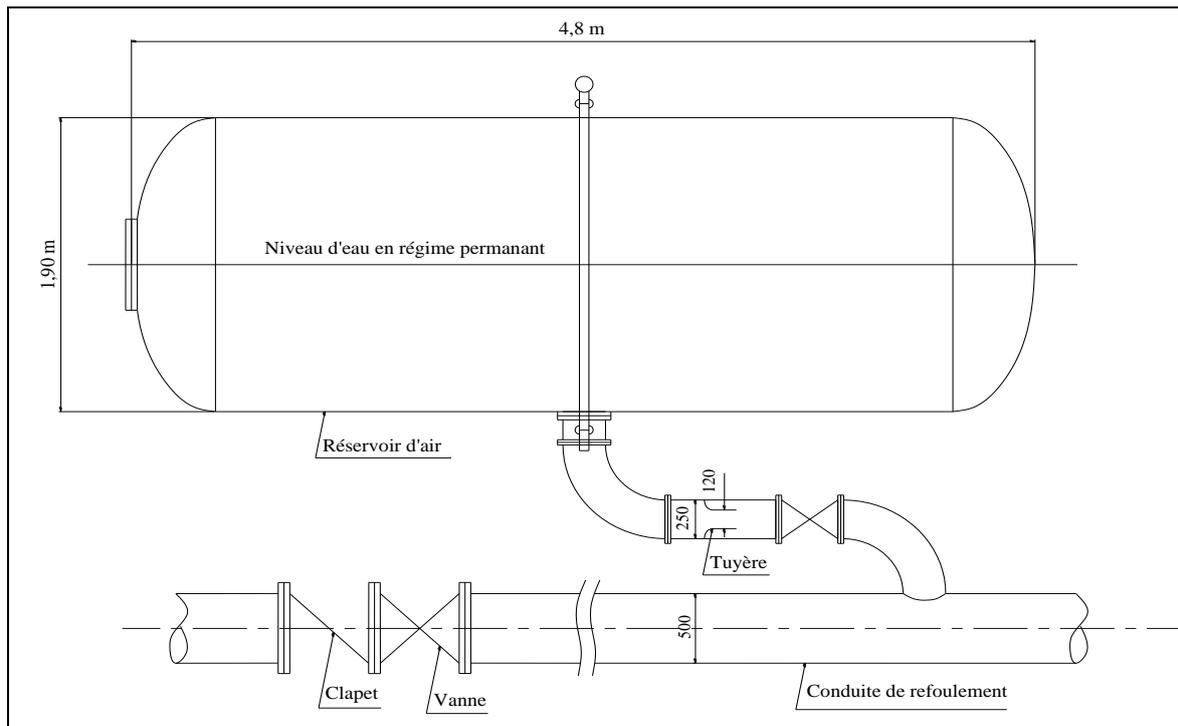


Figure VI.4 : Schéma d'installation du réservoir d'air

Conclusion :

Pour que la conduite soit protégée sur toute sa longueur, il faut l'équiper d'un réservoir eau + air comprimé d'un volume total de 1.33 m^3 avec un volume d'air en fonctionnement permanent U_0 compris 0.06 m^3 la canalisation, de branchement entre le ballon et le conduit de refoulement sera équipée d'un clapet ne laissant passer l'eau que dans la sens ballon conduite (dépression), by passée par un diaphragme à bord vif dont le diamètre optimum sera 0.0406 m . Dans le sens conduite réservoir (surpression), l'eau pas par ce diaphragme , pour la protection des conduites gravitaire contre le coup de bélier , la seule protection consiste en l'étude de la loi de fermeture de la vanne sur cette conduite.

CHAPITRE VII
POSE DE CANALISATIONS ET
ACCESSOIRES

Introduction :

La longévité d'un réseau d'adduction et de distribution d'eau potable et son bon fonctionnement reposent à la fois sur une bonne mise en place des conduites et de leurs équipements accessoires, à savoir : les vannes, clapets anti-retour, ... etc. Ainsi qu'une meilleure protection contre d'éventuelles causes de destruction.

Afin de répondre aux critères de bonne mise en œuvre, il existe plusieurs variantes de pose de conduites et cela en fonction du tracé, de l'importance du réseau et de la nature du sol.

VII.1 Pose de canalisation :

Les canalisations sont généralement posées en tranchée, à l'exception de certains cas où elles sont posées sur sol à condition d'être rigoureusement entretenues et protégées. Le principe de pose de la canalisation est pratiquement le même, par contre le mode de pose est variable d'un terrain à l'autre, ceci dans le fait 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 70 cm), de façon à permettre l'entrée des ouvriers pour le travail. La tranchée devra présenter un élargissement plus poussé au niveau des joints (niches). 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 un mètre. Une conduite doit toujours être posée avec une légère pente à fin de créer des points bas pour la vidange, et des points hauts pour l'évacuation de l'air entraîné soit lors de 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 éloignés lors de la pose de tout élément dur d'environ 10 m, de 30 cm des câbles électriques et de 60 cm des canalisations de gaz. Une fois le tracé du réseau déterminé il faut positionner la robinetterie et les accessoires.

VII.1.1 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 celles qui ont subies 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 butées 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 diminution de la pression ne doit pas excéder 0,2 Bars.

VII.1.2 Pose de canalisation dans un mauvais terrain :

Si le terrain est de mauvaise qualité on peut envisager quelques solutions :

- **Cas d'un terrain peu consistant :**

Pour éviter tout mouvement de la canalisation ultérieurement, celle-ci doit être posée sur une semelle en béton armé ou non avec interposition d'un lit de sable. La semelle peut être continue ou non en

fonction de la nature du sol. Dans le cas où la canalisation repose sur des tasseaux, ces derniers doivent être placés plus proches des joints et soutenus par des pieux enfoncés jusqu'au bon sol.

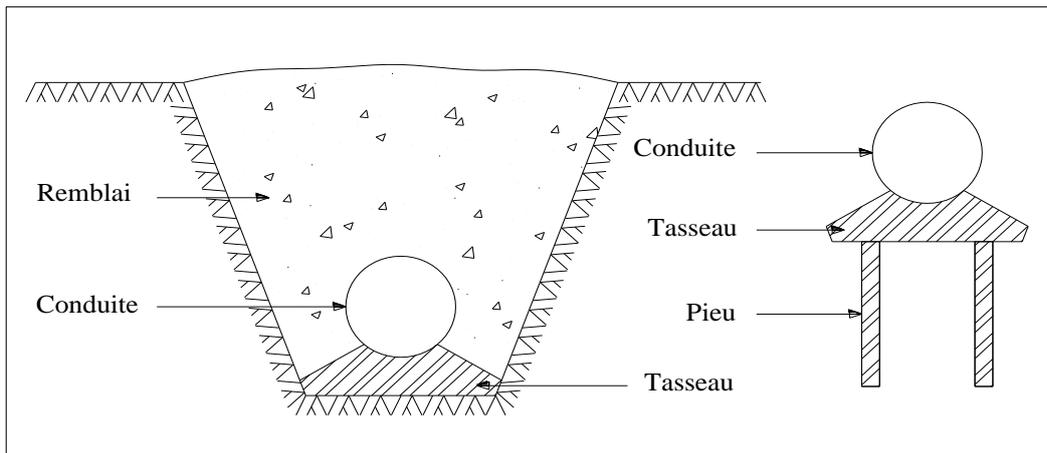
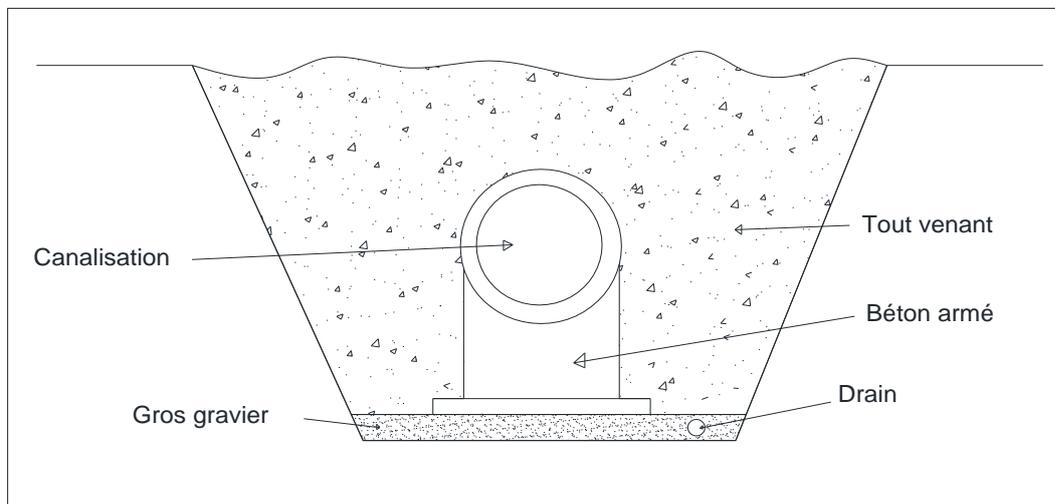


Figure VII.1 : Pose de canalisation dans un terrain peu consistant

Cas d'un terrain mouillé :

Il est prévu dans la tranchée un moyen pour le drainage (conduite) couvert d'un lit de gravier de gros calibre, par la suite un lit en béton armé sur lequel repose la canalisation.



Figure

VII.2 : Pose de canalisation dans un terrain mouillé

VII .1.3 Pose de canalisation en galerie :

Dans certains cas le tracé de la canalisation peut rencontrer des obstacles où celle-ci pourra être placée en galerie.

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 cotés de la route.

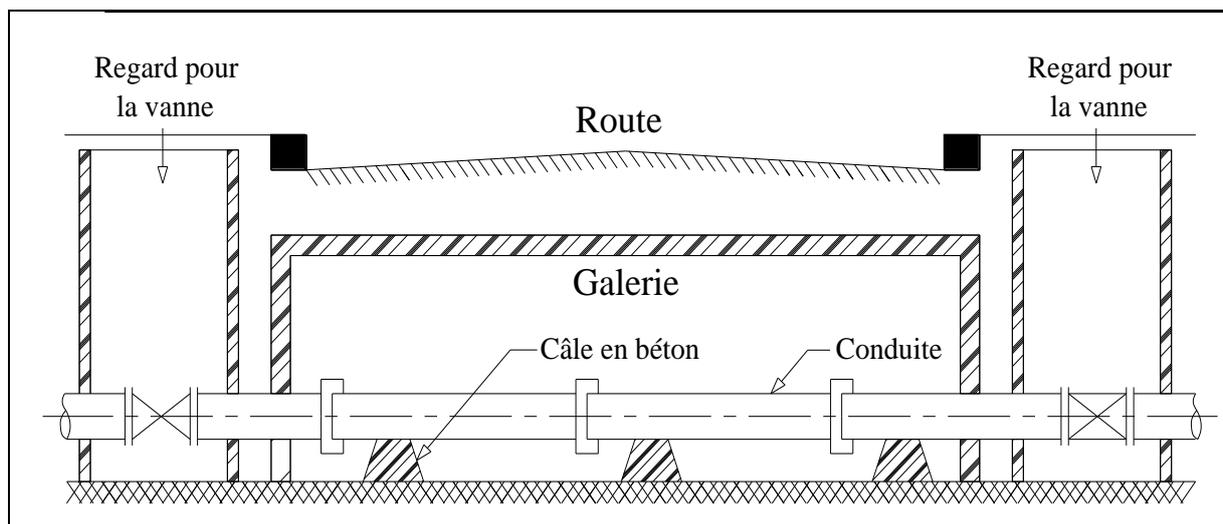


Figure VII.3: Pose de canalisation en galerie

Remarque :

Dans le cadre de ce mémoire, la pose de canalisation se fait sur un lit de sable d'une épaisseur de 15cm.

VII .1.4 Traversée d'une rivière :

Les traversées des cours d'eau et dépressions se font sous deux formes selon la profondeur et la largeur à savoir en aérien ou en sous fluviale.

- **Traversée aérienne :**

Les traversées aériennes des cours d'eau et dépressions s'effectuent généralement sur support en béton armé comportant des tasseaux de hauteur variables, encrés dans un massif de béton

La pose de canalisation à la traversée d'une rivière demande certains travaux confortatifs en fonction de l'état de la traversée et de l'importance de l'adduction et supportant des berceaux en béton, sur lequel repose la conduite de chaque coté de son joint.

- **Traversée en sous fluviale :**

Le risque auquel est exposée une conduite en traversée sous fluviale d'un court d'eau est son découverture, à la suite duquel elle se trouverait soumise aux contraintes dues à l'écoulement (efforts hydrauliques et chocs engendrés par les transports solides). Deux causes principales peuvent être identifiées, il s'agit de l'approfondissement du lit par érosion régressive et le déplacement latéral du lit mineur (méandrement). Pour ces traversées, il est prévu un calage de la conduite tel que la génératrice supérieure se trouve à 2 m sous le point le plus bas du lit mineur de l'oued (sauf si le substratum rocheux est rencontré à une profondeur inférieure). Le remblaiement de la fouille au dessus de la conduite, sera réalisé avec le matériau en place afin de restituer un état aussi voisin que possible de l'état original. La couverture de deux mètres au dessus de la conduite permettra de s'affranchir des affouillements locaux possibles et d'une évolution naturelle de profil en long de l'oued.

VII.1.5 Pose à proximité d'une conduite d'assainissement :

Le cas concerne essentiellement, les conduites de distribution qui dans la plupart des cas seront posées dans la même tranchée que les conduites d'assainissement, dans ce cas les tuyaux d'eau potable devront être posés au dessus d'un mètre minimum des tuyaux d'eau usée.

VII .1.6 Cas d'amarrage et de butée d'un coude :

Il arrive souvent sur les conduites en acier ou sur les conduites en béton armé avec âme en tôle soudée aux joints tendance sous la poussée exercée par l'eau à un déboîtement du joint dans les parties soudées, parties coniques et branchements. On construit alors des massifs en béton qui par leur poids s'opposent à ce déboîtement, ces massifs parfois armés sont nécessaires même pour des conduites à joints soudés ou à brides, si l'intensité des efforts en jeu l'exige pour raison de sécurité, il n'est pas tenu compte de la butée des terres (à moins que l'on se trouve dans la roche compacte).

VII.2 Accessoires :

Le long d'une canalisation, différents organes et accessoires sont installés pour :

- Assurer un bon écoulement ;
- Régulariser les pressions et mesurer les débits ;
- Protéger les canalisations ;
- Changer la direction ;
- Raccorder deux conduites ;
- Changer le diamètre ;
- Soutirer les débits

VII-2-1: 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 les robinets vannes à coin (à opercule) et les robinets vannes papillon

a) Robinet vanne à coin (à opercule)

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

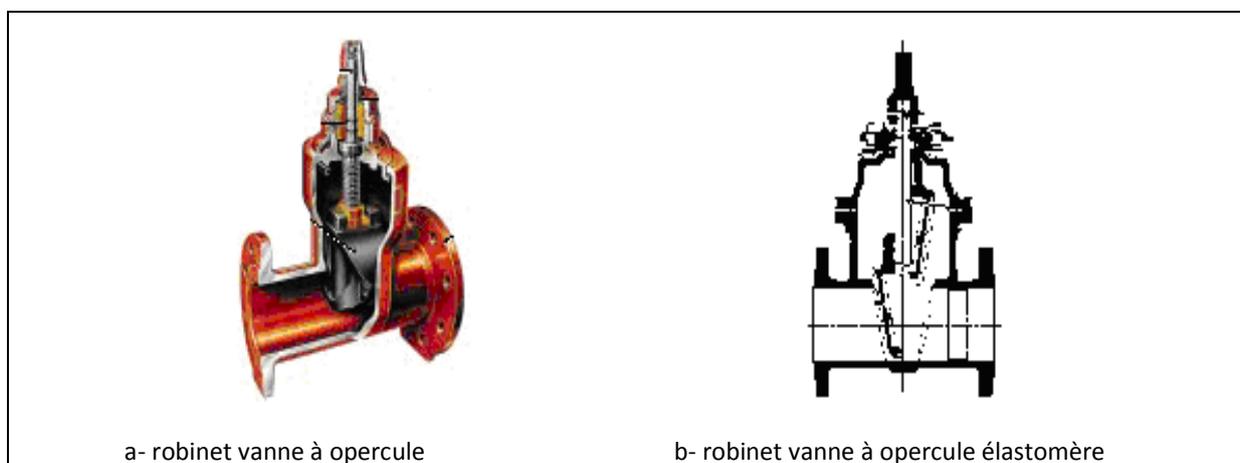


Figure VII.4.a : Robinets vanne à opercule (D'après document Pont-à-Mousson)

b) Vannes papillons

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



Figure VII.4.b : Robinets vanne papillon (D'après document Pont-à-Mousson)

Remarque :

Dans notre cas, on prévoit l'installation:

- ☛ Des robinets vanne à opercule à la sortie de chaque pompe, sur chaque conduite d'arrivées et de vidange des réservoirs, sur la conduite d'aspiration de chaque pompe et au maximum chaque 400m de la conduite gravitaire et de refoulement.
- ☛ Des robinets vanne papillon sur chaque conduite de départ du réservoir.

VII.2.2. Clapets anti retour

Le clapet anti retour est, en apparence, un appareil simple. Schématiquement, il fonctionne comme une porte. C'est un accessoire permettant l'écoulement du liquide dans un seul sens.

Dans la réalité, le clapet doit s'adapter à de nombreux fluides, à des installations très variées présentant à chaque fois des contraintes mécaniques, hydrauliques, physiques ou chimiques différentes.

VII-2-3 : Ventouses

L'évacuation de l'air se fait par l'intermédiaire d'une ventouse qui peut être manuelle ou automatique

Une ventouse manuelle est un simple robinet que l'on manoeuvre périodiquement.

Les ventouses automatiques sont des pièces évacuant l'air dès qu'il se forme une poche notable. Toutes ces ventouses sont disposées dans des regards visitables et leur bon fonctionnement doit être vérifié périodiquement.

Remarque : les ventouses sont généralement placées au point haut de la conduite et après la vanne de sectionnement .

VII-2-4- Vannes de décharge

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

VII- 2-5- Moyens anti-bélier

Ils existent différents moyens de protection des installations contre le coup de bélier :

Cheminée d'équilibre : elle protège les installations aussi bien contre les surpressions que contre les dépressions, elle ne peut l'établir économiquement que si la hauteur géométrique est faible. A cause de son encombrement, elle est déconseillée en AEP.

Volant d'inertie : couplé au moteur, il constitue un moyen permettant d'allonger le temps d'arrêt du moteur et cela protège les installations contre les dépressions.

Soupape de décharge : Elle ne lutte que contre les surpressions, elle est munie d'un ressort qui avec le temps devient raide et n'accomplit pas son rôle. La protection des installations contre les surpressions est accompagnée de perte d'eau par éjection en cas de gonflement.

Réservoirs d'air : il protège les installations aussi bien contre les surpressions que contre les dépressions, il est le meilleur remède contre le coup de bélier.

VII- 2-6- By-pass

Le by pass est utilisé pour les rôles suivants:

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

Dans notre cas, les by pass sont placés parallèlement aux vannes de sectionnement se trouvant le long de la conduite gravitaire et de refoulement pour remplir les deux premiers rôles, et à l'intérieur de chambre de vannes pour remplir le troisième rôle.

VII-2-7- Crépines

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

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

VII-2-8- Joints de raccordement

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

- le joint à emboîtement à soudure;
- le joint automatique;
- le joint gibault;
- le joint verrouille;
- les joints mécaniques;
- le joint à brides (fixe ou orientable).

Les joints modernes sont verrouillés grâce à des bagues de joint en élastomère comportant des inserts métalliques. De même, le joint proprement dit, qui se place entre les brides, est actuellement en élastomère garni d'inserts métalliques pour éviter le fluage à la compression lors du serrage.

VII-2-9- Organes de mesure

a) Mesure de débit

Les appareils les plus utilisés au niveau des installations sont :

- Le diaphragme ;
- Le venturi ;
- La tuyère.

On crée une contraction de la section d'écoulement. Cette contraction entraîne une augmentation de la vitesse d'écoulement au droit de l'appareil se traduisant par une diminution de la pression. La mesure s'effectue avec un capteur de pression différentielle.

b) Mesure de pression

Les appareils les plus utilisés sont :

✓ *manomètres à aiguilles*

Dans les manomètres à aiguille, le mouvement est transmis à l'aiguille soit par un secteur denté soit par un levier soit par une membrane. L'avantage de cette transmission est la facilité d'étalonnage et son inconvénient réside dans usure rapide de la denture surtout si le manomètre subit des vibrations (figure VI.8).

✓ *manomètres à soufflet*

Ce sont des manomètres dont l'organe actif est un élément élastique en forme de soufflet. Sous l'effet de la pression, le soufflet se déforme dans la direction axiale. Les manomètres à soufflet présentent l'avantage d'éliminer le danger de gel et leur inconvénient réside dans leur sensibilité aux vibrations et au surchauffage.



Figure VI.5 : Manomètre (d'après document BAMO)

VII-2-10 : Organes de raccordement

Les organes de raccordement sont nécessaires pour :

- ✓ La déviation d'une partie d'écoulement ;
- ✓ L'introduction dans la conduite d'un débit supplémentaire ou son soutirage ;
- ✓ Le changement de diamètre de la conduite ;
- ✓ Le montage et le démontage des accessoires ;
- ✓ Le changement de direction de la conduite.

1- Coudes

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

2- Cônes

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

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

3- Tés

Les tés sont utilisés dans le but de soutirer un débit d'une canalisation ou d'ajouter un débit complémentaire. Ils sont rencontrés au niveau des réseaux maillés, ramifiés et des canalisations d'adduction en cas de piquage.

Les tés se présentent soit à trois emboîtements, soit à deux emboîtements et brides.

4- Joints de démontage

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

Conclusion :

Après avoir étudié soigneusement la zone d'étude, et vu la nature du terrain , nous optons pour une pose de canalisation classique.

Afin d'assurer un bon fonctionnement de l'adduction, les accessoires doivent être installés soigneusement, pour cela les raccordements seront effectués par des personnes qualifiées et compétentes.

D'après les profils effectués pour chaque tronçon d'adduction, les accessoires à utilisés seront :

- ✓ Les réservoirs anti-bélier à la sortie de chaque station de pompage ;
 - ✓ Les ventouses sur les points hauts pour faire évacuer et laisser pénétrer l'air dans les conduites;
- Les vannes de décharge pour vidanger, nettoyer et réparer les conduites;
- ✓ Les robinets vannes pour isoler le tronçon à entretenir;
 - ✓ Les vannes papillons à la sortie des réservoirs pour interrompre l'écoulement dans le cas ou les conduites éclatent.
 - ✓ Les clapets anti-retour pour assurer un écoulement dans un seul sens ;
Les manchons pour le montage et le démontage des différents accessoires

CONCLUSION GENERALE

Conclusion générale

Dans ce projet nous avons essayé de satisfaire les besoins en eau des agglomérations de Semmache et EL-Adjiba ,ou nous avons obtenir les résultats suivants :

- Les besoins maximums à long terme en eau de la population de la région d'étude

s'élèvent à 5965.53m³/j.

Afin que notre investissement soit tangible nous avons tenu compte des considérations d'ordre technique et économique. Nous avons choisi la fonte ductile comme matériau des conduites

- L'adduction par refoulement avec une longueur totale des conduites de 835 m et un diamètres de 350mm.
- L'adduction gravitaire avec deux tronçons ,le premier vers Semmache avec une longueur de 5024 m et un diamètre de 200 et 250 mm, un autre tronçon vers EL-Adjiba avec une longueur de 8623 m et un diamètre de 200 et 250 mm des conduites en série .
- Sur la longueur du système d'adduction, trois réservoirs sont projetés, et une bache de reprise .
- Pour les choix des pompes, nous avons une station de pompage, dont nous avons quatre pompes en parallèle de type PM100/3D, ou nous avons utilisé logiciel Caprari.

Afin de protéger les conduites de refoulement contre le coup de bélier, nous avons choisi les réservoirs d'air comme moyenne de protection et les conduite gravitaire on a calculer avec la loi de manœuvre.

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

L'étude du devis estimatif nous a permis d'avoir une idée sur le coût de réalisation de notre projet avec un bilan atteint.

Enfin, nous espérons que ce modeste travail pourra servir de référence pour les prochaines promotions.

LISTE BIBLIOGRAPHIQUE

LISTE BIBLIOGRAPHIQUE

- [1] **ABRAMOV** EXTRAIT DE L'OUVRAGE D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE 1982, p192
- [2] **A. LENCASTRE** « Hydraulique générale », Eyrolles, Paris 1983, p349.
- [3] **ANDRE DUPONT** « HYRAULIQUE URBAINE», Tome II, Eyrolles, Paris 1981, p153.
- [4] **TECHNIQUE DE L'INGENIEUR** « ADDUCTION ET DESTRICTION D'EAU », p, C5 195-26,C5 195-27
- [5]**M. A MOREL** « EXERCICE DE MECAMIQUE DES DES FLUIDE»218,219,220,221.
- [6] **M.CARLIER** « HYDRAULIQUE GENERALE ET APPLIQUEE».1972 Eyrolles (Paris)
- [7] **M. MEUNIER** « LES COUPS DE BELIER ET LA PROTECTION DES RESEAUX D'EAU SOUS PRESSION » *Edition* Dunod, Paris, 1950
- [8] **Hydrofort CHARLATTE** << PLAN D'ENCOMBREMENT DES R2SERVOIRS D'AIR»
- [9] **ESIER** « ALIMENTATIONS EN EAU POTABLE» par M^f MOUNIR BOUSLIM , Paris 1972, p10.

Cours :

SALAH BOUALEM « COURS D'ALIMENTATIONS EN EAU POTABLE». E.N.S.H 1993

Logiciel :

Caprari.

Sources :

ADE de Bouira.

DHW de Bouira.

APC de EL-Adjiba et Semmache.

AMENHYD de Bouira.

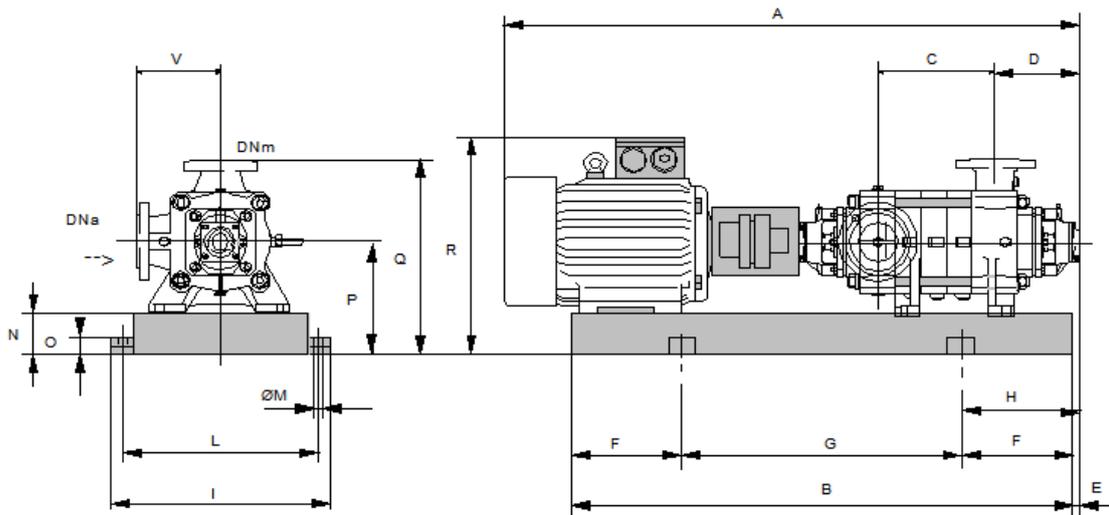
LES ANNEXES

Annexe I

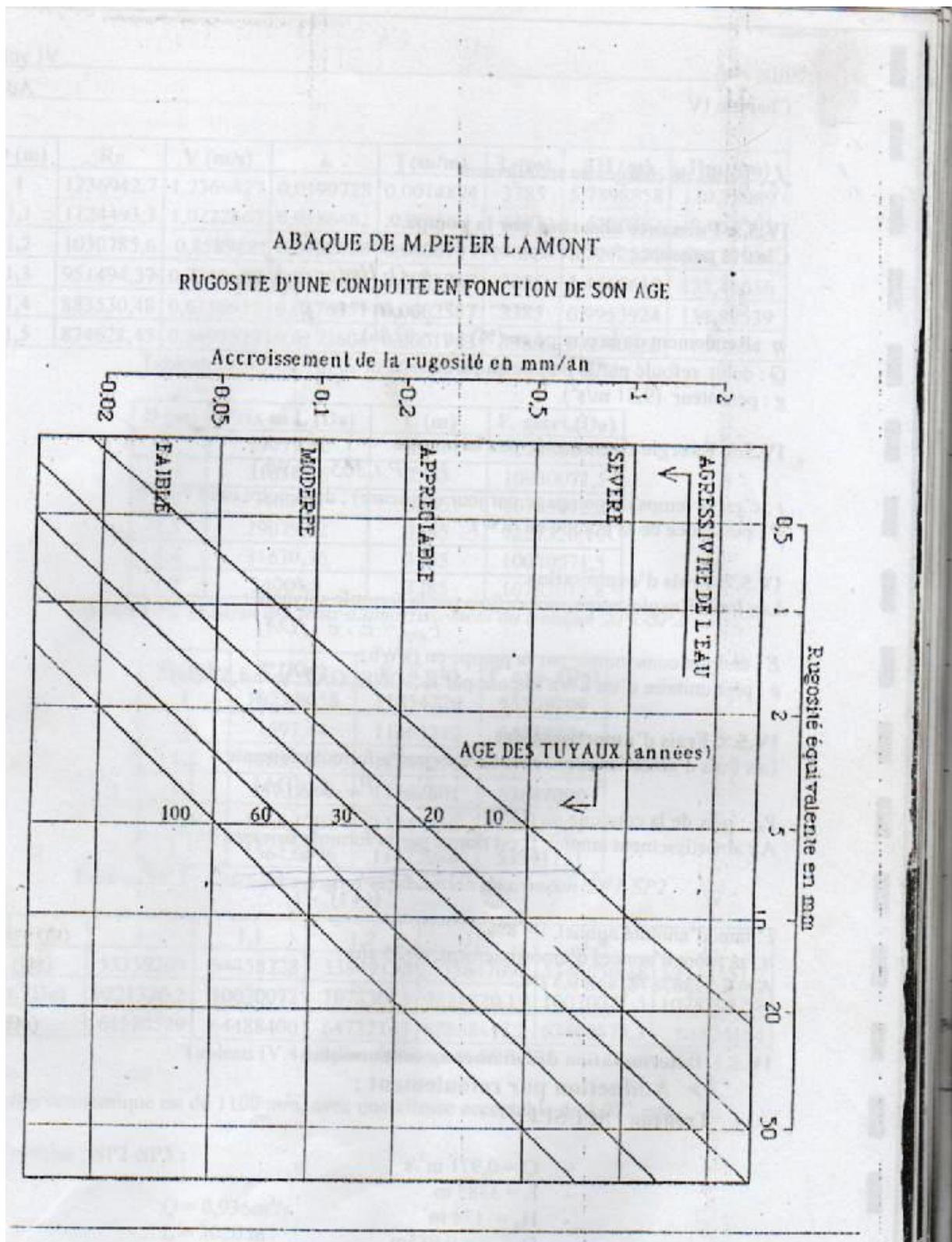
Annexe I: Répartition horaire des pourcentages du débit maximum journalier

Heures	Nombre d'habitants				Aggl.de type rural
	< 10000	10000 à 50000	50000 à 100000	> 100000	
0-1	01	1.5	03	3.35	0.75
1-2	01	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	01	1.5	2.5	3.3	01
3-4	01	1.5	2.6	3.2	01
4-5	02	2.5	3.5	3.25	03
5-6	03	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	05	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.5	6.25	4.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	06
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	07	05	4.4	4.6	8.5
13-14	07	05	4.1	4.55	06
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	05
15-16	4.5	06	4.4	4.7	05
16-17	05	06	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	05	4.5	4.4	06
19-20	5.0	4.5	4.5	4.3	06
20-21	4.5	04	4.5	4.3	06
21-22	03	03	4.8	3.75	03
22-23	02	02	4.6	3.75	02
23-24	01	1.5	3.3	3.7	01
Total	100%	100%	100%	100%	100%

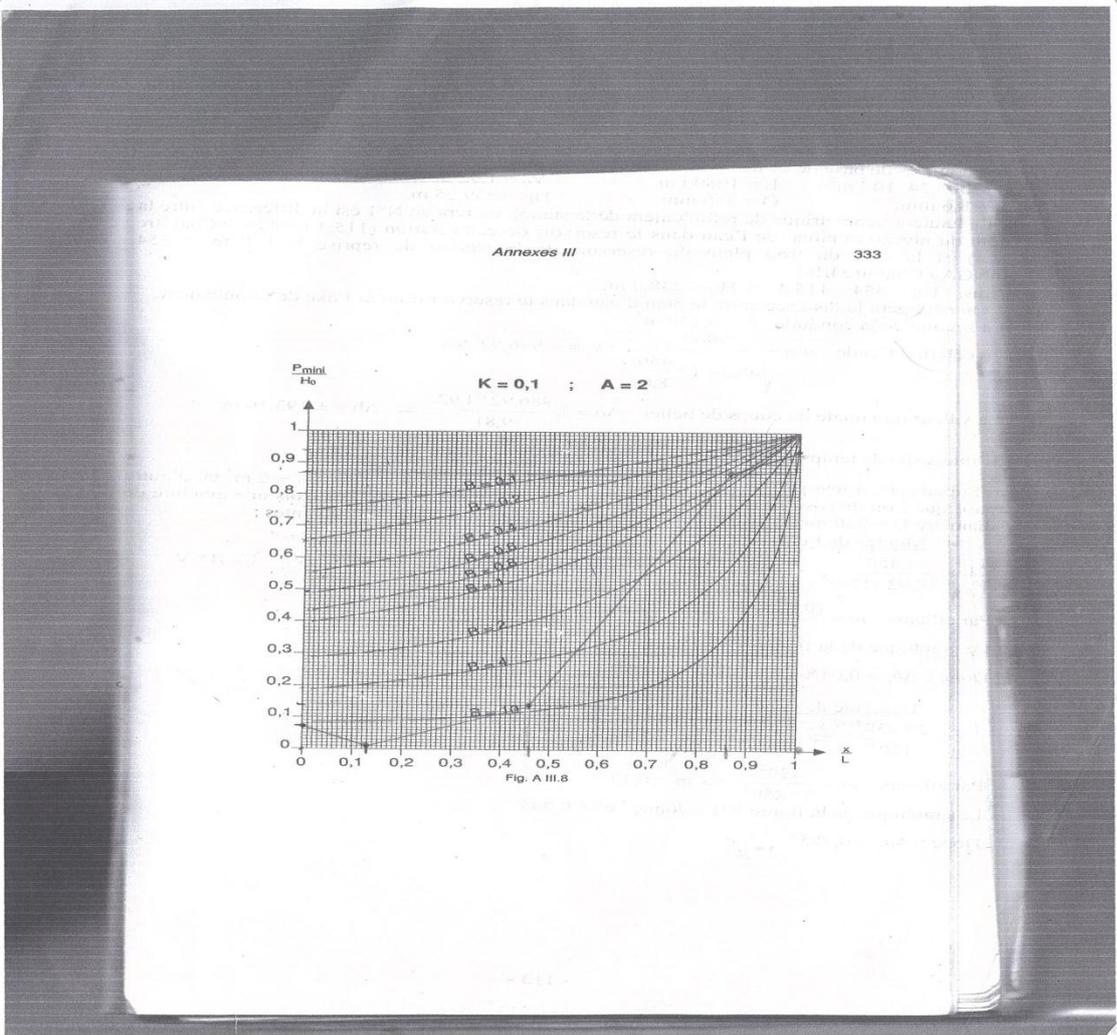
Annexe II : Encombrement de la pompe Caprari PM100/3D.



Dimension	Valeur (mm)
A	2115
B	1490
C	245
D	293
DNa	125
DNm	100
E	200
F	250
G	990
H	450
I	670
L	620
M	20
N	400
O	45
P	420
Q	1000
R	1100
V	270



Annexe III :Abaque de puech et Meunier



Annexe IV :Abaque de Dubin et Guéneau

