

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Renovation du réseau d'adduction de la ville d'Azzaba (w. Skikda) .

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0032-13

APA Citation (APA توثيق):

Harrache, Ahcen (2013). Renovation du réseau d'adduction de la ville d'Azzaba (w. Skikda)[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Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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 بتنميين الإنتاج العلمي لأساتذة و باحثي المدرسة.

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

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE- ARBAOUI
Abdellah -

DEPARTEMENT GENIE 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 :

**RENOVATION DU RESEAU D'ADDUCTION DE LA VILLE
D'AZZABA (W.SKIKDA)**

Présenté par :

M^r HARRACHE AHCEN

DEVANT LES MEMBRES DU JURY :

Nom et prénom	Grade	Qualité
M ^r O.KHODJET-KESBA	M.C.A	Président
M ^r Y.DERNOUNI	M.A.A	Examineur
M ^{me} L.TAFAT	M.A.A	Examinatrice
M ^r R.KERID	M.A.A	Examineur
M ^r M.BELALI	M.A.B	Examineur
Mme W.MOKRANE	M.A.A	Promotrice

Septembre-2013

REMERCIEMENTS

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

Ces quelques lignes ne vont jamais exprimer à la juste valeur ma reconnaissance à l'égard de ma promotrice **M^{me} MOKRANE.W**, pour l'aide qu'elle m'a offerte durant la période de réalisation de ce travail et encore plus sa confiance et ses encouragements.

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

Mes derniers remerciements, mais non les moindres s'adressent à tous mes amis.

⌘ Dédicaces ⌘

Je dédie ce modeste travail en signe de reconnaissances et de respect :

➤ *A ma mère et mon père pour tous les sacrifices qu'ils ont*

Consenti à mon égard ;

➤ *A mes frères.*

➤ *A mes sœurs.*

➤ *A toute la famille.*

➤ *A mes meilleurs amis djaber, abdelmalek, habib, nassim et ali*

➤ *A mes amis de l'ENSH.*

ملخص :

الهدف من هذا العمل هو تغطية احتياجات مدينة عزابة التابعة لولاية سكيكدة بالمياه الصالحة للشرب . و الذي يتكون من ثلاثة آبار تقع على بعد **28,23** كيلومتر من مدينة عزابة. يهدف المشروع الى ضخ المياه من الابار بمعدل **120** لتر في الثانية و تحويلهم عبر أنابيب طولها حوالي **11,63** كيلومتر الى خزان وسيط و يحول هذا الخزان المياه الى خزان المياه الواقع جنوب مدينة عزابة عبر أنابيب طولها **16,6** كيلومتر الذي يقوم بدوره بتزويد المدينة بالمياه الصالحة للشرب.

Résumé :

Notre travail consiste à couvrir les besoins en eau de la ville d'AZZABA qui appartiennent à la Wilaya de SKIKDA, notre projet est composé de trois forages situés à une distance de 28,23 Km d'AZZABA.

Le but de notre projet est de pomper les eaux des forages avec un débit de 120 l/s au moyen des conduites de longueur égale a 11,63 Km vers un réservoir tampon puis transférer les eaux gravitairement à partir de ce dernier au moyen des conduites de longueur 16.6 km vers un réservoir de distribution qui alimente la ville projeté au sud.

Abstract:

Our dissertation tries to cover the water needs in the city of AZZABA that belongs to SKIKDA. Our project consists in considering three boreholes located at a distance of 28,23 Km from AZZABA. The aim of our study is to pump water from wells with a flow of 120 l / s by pipes to a length of 11,63 Km to a buffer tank and then transfer the water through pipes to a length of 16.6 km to the south of the city.

SOMMAIRE

Introduction générale	1
CHAPITRE I : Présentation de la zone d'étude	
Introduction	2
I-1- Situation géographique et administrative :	2
I-2- Climat	3
I-2-1- Pluviométrie	3
I-2-2- Température	3
I-2-3- Vents	3
I- 3- Relief	3
I- 4- Géologie.....	3
I-5- Hydrogéologie (SOURCE PDAU).....	3
I-5-1- La qualité des eaux.....	4
I-5-2-Captage	4
I-6-Aperçu historique :	4
I-7-Evolution structurale de la ville :	4
I -8- Habita :	5
I -8-1-Typologie de l'habitat :	6
I-9- Etude démographique :	6
I-9-1- Population actuelle :	7
I-9-2- Evolution de l'accroissement de la population à l'horizon du projet :	8
Conclusion.....	9
Chapitre II : Evaluation des besoins en eau	
Introduction	10
II-1- Evaluation de la population future	10
II-2-Catégories des besoins en eau	11
II-3-L'évaluation de la consommation moyenne journalière.....	11
II-3-1-Les Besoins domestiques.....	11
II-3-2-Les Besoins scolaires.....	12
II-3-3-Les Besoins socioculturels et sportif	12
II-3-4-Besoins sanitaires	12
II-3-5-Les Besoins administratifs.....	12
II-3-6-Besoins commerciaux	13
II-3-7-Les Besoins préventif et sécurités	13
II-4-Récapitulation des besoins en eaux de la ville.....	13
II-5-Variation de la consommation journalière.....	14
II-5-1-Consommation maximale journalière ($Q_{\max j}$)	15
II-5-2-Consommation minimale journalière ($Q_{\min j}$)	15
II-6-Variation de la consommation horaire	15
II-6-1-Débit moyen horaire	16
II-6-2-Détermination du débit maximum horaire.....	16
II-6-3-Détermination du débit minimum horaire	17
II-7-Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant	17
Conclusion.....	20

Chapitre III : Etude d'adduction

Introduction :	21
III-1 Généralité sur l'adduction	21
III-1-1- Définition	21
III-1-2- Types d'adduction	21
III-1-3- Adduction et types d'écoulement	23
III-1-3-1- Ecoulement à surface libre	23
III-1-3-2- écoulement en charge	23
III-1-4 Principe du choix du tracé [1]	23
III-2-Choix du matériau de la conduite [1]	24
III-3- Etude des variantes	24
III-4-Proposition de variantes	24
III-4-1-La première variante	25
III-4-1-1-Liaison (hdjar essoud - Réservoir tampon)	25
III-4-1-2-Liaison (Réservoir tampon – réservoirs d'alimentation)	25
III-4-2-La deuxième variante	26
III-4-3-Choix de la variante adéquate	26
III-5- Proposition des variantes de cote d'emplacement du réservoir tampon	27
III-5-1- La première proposition	27
III-5-2- La deuxième proposition	27
III-6- Etude technico-économique de l'adduction [1]	28
III-6-1-Cas de refoulement	28
III-6-2-Frais d'exploitations	29
III-6-2-1-Calcul des pertes de charge	29
III-6-2-2- Calcul de la hauteur manométrique totale	30
III-6-2-3- Puissance absorbée par la pompe	30
III-6-2-4- Energie consommée par la pompe	30
III-6-2-5- Frais d'exploitation	30
III-6-2-6- Frais d'amortissement	30
III-6-3-Cas gravitaire	31
III-6-3-1-Calcul des pertes de charge	31
III-6-3-2- Calcul des diamètres avantageux de l'adduction	31
III-6-3-3-La vitesse d'écoulement	31
III-7- Choix des pompes	32
III-7-1-Choix du type d'installation	32
III-7-2-Les groupes immergés	32
III-7-2-1-Description	32
III-7-2-2-Conditions d'installation	32
III-7-3-Critères du choix du type de pompe	33
III-8-Etude des variantes	33
III-8-1-Etude de la première variante cote de RT = 219.09m	33
III-8-1-1-Partie Refoulement (Champ de captage —réservoir tampon)	33
III-8-1-1-1-Estimation des pertes de charge	33
III-8-1-1-2-Détermination de la hauteur d'élévation des pompes	33

III-8-1-1-3-Détermination des diamètres économiques de la conduite de refoulement.....	34
III-8-1-1-3-1-Calcul H_{mt}	34
III-8-1-2-Partie gravitaire (réservoir tampon-réservoir de distribution)	35
III-8-1-2-1-Détermination du diamètre avantageux.....	35
III-8-1-2-2-La charge disponible.....	35
III-8-1-2-3-Calcul des paramètres hydrauliques	36
III-8-1-2-4-Les frais d'investissement.....	36
III-8-2-Etude de la deuxième variante cote de RT = 232m.....	37
III-8-2-1- Partie Refoulement (Champ de captage —réservoir tampon)	37
III-8-2-1-1- Estimation des pertes de charge.....	37
III-8-2-1-2- Détermination de la hauteur d'élévation des pompes.....	37
III-8-2-1-3-Détermination des diamètres économiques de la conduite de refoulement.....	37
III-8-2-1-3-1-calcul H_{mt} :.....	37
III-8-2-2 - Partie gravitaire (RT-RD 2*1000m ³).....	39
III-8-2-2-1-Détermination du diamètre avantageux.....	39
III-8-2-2-2-La charge disponible.....	39
III-8-2-2-3-Calcul des paramètres hydrauliques	40
III-8-2-2-4-Les frais d'investissement	40
III-8-2-2-5-Les bilans globaux	40
III-8-3-Interprétation des résultats	40
III-8-4-Choix des pompes de la variante adéquate (2 ^{ème} variante).....	41
III-8-4-1-Courbes caractéristiques des pompes :	41
III-8-4-2-Point de fonctionnement	42
III-8-4-3-Courbe caractéristique de la conduite	42
III-8-4-4-Calcul de déficit hydraulique	44
III-8-4-5-Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement données :	44
III-8-4-6-Équipements hydrauliques en amont et en aval de la pompe :	45
III-8-4-6-1-Équipements en amont de la pompe :	45
III-8-4-6-2-Équipements en aval de la pompe	46
III-8-4-7-Etude de la cavitation :	46
III-8-4-8-Calage de la pompe :	48
III-8-4-8-1Critères de choix du moteur électrique :	48
III-8-4-8-2-Vitesse de rotation du moteur :	48
III-8-4-8-3-Puissance fournie par le moteur :	48
III-8-4-9-Caractéristiques du moteur :	49
III-8-4-10-Bâtiment de la station de pompage :	49
III-8-4-10-1-Choix du bâtiment :	50
III-8-4-10-2-Dimensionnement de bâtiment de station pompage :	50
Conclusion	53

Chapitre IV : Etude des systèmes annexes	
Introduction :	54
IV-1-Les ouvrages de stockage	54
IV-1-1-Fonctions techniques des réservoirs existants :	54
IV-1-2-Fonctions économiques :	54
IV-1-3-Classification des réservoirs :	54
IV-1-4-Emplacement des réservoirs :	55
IV-1-5-Choix du réservoir :	55
IV-1-6-Construction des réservoirs :	55
IV-1-7-Les équipements du réservoir [1] :	56
IV-1-7-1-Conduite d'arrivée ou d'alimentation :	56
IV-1-7-2-Conduite de départ ou de distribution :	57
IV-1-7-3-Conduite de trop-plein :	57
IV-1-7-4-Conduite de vidange :	57
IV-1-7-5-Conduite by-pass :	58
IV-1-7-6-Matérialisation de la réserve d'incendie :	58
IV-1-7-7-Système automatisé :	59
IV-1-8-Diagnostic et réhabilitation des réservoirs (voir l'annexe IV.3) :	59
IV-1-9-Caractérisation du terme "Etanchéité" et classification réglementaire :	59
IV-1-10-Réhabilitation des réservoirs :	59
IV-1-10-1-oyens de protection contre les fuites :	59
IV-1-10-2-Les procédés généralement utilisés sont les suivants :	59
IV-1-11-Potabilité et exigences techniques sur les produits utilisés :	60
IV-1-12-Désinfection et nettoyage des réservoirs :	60
IV-1-12-1-Désinfection manuelle de l'eau du réservoir :	60
IV-1-12-2-Nettoyage du réservoir :	60
IV-1-13-Analyse des défauts d'étanchéité et choix des procédés de réparation :	61
IV-1-14-Quelques recommandations pour le bon fonctionnement du réservoir :	61
IV-1-15-Dimensionnement des réservoirs:	61
IV-1-15-1-Réservoir tampon :	61
IV-1-15-2-Forme et Définition de la géométrie du réservoir tampon de volume 1000m3.....	62
IV-1-15-3-Le réservoir de distribution :	62
IV-1-15-3-1- Dimensionnement le volume des réservoirs dans le cas d'une conduite gravitaire à débit limité constant :	62
IV-2-Protection des conduites contre le coup de belier	63
IV-2-1-Définition :	63
IV-2-2-Les risques dus aux coups de bélier :	63
IV-2-2-1-Risque de forte pression :	63
IV-2-2-2-Pression négative :	64
IV-2-2-3-Fatigues des conduites :	64
IV-2-3-Moyens de protection contre le coup de bélier :	64
IV-2-3-1- Les volants d'inertie :	64
IV-2-3-2- Les soupapes de décharge :	64

IV-2-3-3- Réservoir d'air :.....	65
IV-2-3-4- Les cheminées d'équilibre :.....	67
IV-2-4-Analyse physique du phénomène du coup de bélier :.....	67
IV-2-5-Arret brusque du groupe electro-pompe	68
IV-2-6-Calcul de la celerite d'ondes [10]:	68
IV-2-7-Etude de coup de belier de la station de pompage sp2-4 vers le reservoir r2	69
IV-2-7-1-les caractéristiques de la conduite de refoulement :	69
IV-2-7-2-La vitesse d'écoulement en régime permanent :.....	69
IV-2-7-3-La surpression :.....	69
IV-2-7-4-La dépression:.....	69
IV-2-7-5-Calcul simplifié d'un réservoir d'aire :.....	69
Conclusion :.....	71

Chapitre V : Organisation de chantier

Introduction :.....	72
V.1. Différents travaux à entreprendre :.....	72
V.1.1. Travaux concernant l'adduction :.....	72
V.1.2. Travaux concernant les réservoirs :.....	72
V.2. Calcul des volumes des travaux :.....	73
V.2.1. Calcul des volumes des travaux de l'adduction :.....	73
V.2.1.1. Déblais d'excavation :.....	72
V.2.1.2. Lit de sable :	72
V.2.1.3. Volume de la conduite :.....	73
V.2.1.4. Remblais compacté :	73
V.2.2. Calcul des volumes des travaux des réservoirs :.....	75
V.2.2.1.1. Calcul du volume des déblais :.....	76
V.2.2.1.2. Calcul du volume du tout venant :.....	76
V.2.2.1.3. Calcul du volume de béton de propreté :.....	76
V.2.2.1.4. Calcul du volume du béton armé :.....	76
V.2.2.1.5. Calcul du volume du remblai compacté :.....	78
V.2.2.1.6. Calcul du volume de la maçonnerie :.....	78
V.3. Calcul des couts des travaux :.....	79
V.4. Planification des travaux :.....	80
V.5. Engins :.....	82
V.5.1. Pelle hydraulique :.....	82
V.5.2. Dozer	83
V.5.3. Chargeur :	84
V.5.4. Compacteur (vibrateur de sol) :.....	84
Conclusion.....	84
Conclusion générale	85

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1: Caractéristique de la station pluviométrique	4
Tableau I.2: Caractéristiques des forages (source DHW)	5
Tableau I.3: Evolution du tissu urbain de la ville d'azzaba	5
Tableau I.4: Evolution de la population du groupement entre 1987 et 2008	8
Tableau I.5: Population actuelle du groupement.....	8
Tableau I.6: Taux d'accroissement du groupement.....	9
Tableau I.7: Taux d'accroissement du groupement.....	9
.....	
Tableau II.1: Répartition de la population à l'horizon du projet	10
Tableau II.2: Tableau récapitulatif des besoins domestiques.....	11
Tableau II.3: Tableau récapitulatif des besoins scolaires.....	12
Tableau II.4: Tableau récapitulatif des besoins socioculturels	12
Tableau II.5: Tableau récapitulatif des besoins sanitaires.....	12
Tableau II.6: Tableau récapitulatif des besoins administratifs.....	13
Tableau II.7: Evaluation des besoins commerciaux.....	13
Tableau II.8: Evaluation des besoins préventif et sécurités	13
Tableau II.9: Récapitulation des besoins en eaux de la ville	14
Tableau II.10: Tableau récapitulatif des consommations journalières $Q_{min j}$; $Q_{moy j}$; $Q_{max j}$	15
Tableau II.11: β_{max} en fonction du nombre d'habitants	16
Tableau II.12: β_{min} en fonction du nombre d'habitants.....	16
Tableau II.13: Tableau récapitulatif des consommations horaires $Q_{min j}$; $Q_{moy j}$; $Q_{max j}$	16
Tableau II.14: Variation des débits horaires	18
.....	
Tableau III-1: Coefficients K' , m , β pour différents types du tuyau.	31
Tableau III-2: Les caractéristiques de la conduite de refoulement	33
Tableau III-3: Calcul de la H_{mt} du tronçon (BD – RT)	34
Tableau III-4: Calcul des frais d'amortissement partie refoulement	34
Tableau III-5: Calcul des frais d'exploitation partie refoulement	34
Tableau III-6: Bilan (frais d'exploitation/frais d'amortissement) partie refoulement	35
Tableau III-7: Paramètres hydrauliques de la partie gravitaire.....	36
Tableau III-8: Les frais d'investissement de la conduite gravitaire.....	36
Tableau III-9: Les caractéristiques de la conduite de refoulement	37
Tableau III-10: Calcul de la H_{mt} du tronçon (BD – RT)	37
Tableau III-11: Calcul des frais d'amortissement partie refoulement	38
Tableau III-12: Calcul des frais d'exploitation partie refoulement	38
Tableau III-13: Le Bilan	38
Tableau III-14: Paramètres hydrauliques de la partie gravitaire.....	40
Tableau III-15: Les frais d'investissement de la conduite gravitaire.....	40
Tableau III-16: Les bilans de chaque variante.....	40
Tableau III-17: Le dimensionnement final de l'adduction	40
Tableau III-18: Variantes des pompes type multicellulaires à axe horizontal	41
Tableau III-19: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP-RT).....	43
Tableau III-20: Pression atmosphérique en fonction de la côte.	47
Tableau III-21: Pression de vapeur en fonction de la température.....	47
Tableau III-22: Coefficient de correction en fonction de la puissance de la pompe :.....	49
Tableau III-23: Choix du type de bâtiment	50
Tableau III-24: Récapitulation des dimensions du bâtiment de la station(SP).....	53
.....	
Tableau IV.1 : Caractéristiques des réservoirs existants :.....	54
.....	

Tableau V.1: Calcul du volume des déblais.....	73
Tableau V.2: Calcul du volume du lit de sable	74
Tableau V.3: Calcul du volume de la conduite	74
Tableau V.4 : Volumes des travaux de l'adduction.	75
Tableau V.5 : Calcul du volume du béton armé du réservoir de 1000 m ³	77
Tableau V.6 : Calcul du volume du béton armé de la chambre de manœuvre.....	78
Tableau V.7 : Volumes de travaux du réservoir 1000 m ³	79
Tableau V.8: Coût des travaux de l'adduction.....	79
Tableau V.9: Coût des travaux du réservoir tampon.....	80
Tableau V.10: Bilan des coûts total	80
Tableau V.11 : Détermination du délai de la réalisation.....	81

LISTE DES FIGURES

Figure I-1 : Situation géographique et administrative.....	2
Figure II.1 : Répartition des habitants pour chaque horizon	10
Figure II.2 : Histogramme de la consommation journalière	19
Figure II.3 : Courbe intégrale de consommation journalière	19
Figure III-1: Schéma d'une adduction gravitaire	22
Figure III-2: Schéma d'une adduction par refoulement.....	22
Figure III-3: Schéma d'une adduction mixte	23
Figure III-4: Schéma vertical de la variante N°1	25
Figure III-5: Schéma vertical de la variante N°2	26
Figure III-6: Schéma de la variante N°1	27
Figure III-7: Schéma de la variante N°2	27
Figure III.8: Bilan (frais d'exploitation/frais d'amortissement) partie refoulement	35
Figure III.9: Bilan (frais d'exploitation/frais d'amortissement) partie refoulement	38
Figure III.10: les courbes caractéristique des pompes	42
Figure III.11: point de fonctionnement des pompes de la station SP	44
Figure IV.1: Arrivée par sur verse	56
Figure IV.2: Arrivée par sur verse..... ;;	56
Figure IV.3: Arrivée par-dessous.....	56
Figure IV.4: Arrivée par-dessous.....	56
Figure IV.5: Conduite de départ.....	57
Figure IV.6: Conduite de vidange et de trop plein.....	58
Figure IV.7: Conduite by-pass.....	58
Figure IV.8: Principe de disposition du réservoir d'air anti bélier	65
Figure IV.9: Variation du volume d'aire au cours des phases de fonctionnement du réservoir	65
Figure IV.10: Réservoir anti bélier à vessie butyle (d'après document CHARLATTE).....	66
Figure IV.11: Sens d'écoulement en régime permanent	66
Figure IV.12: Sens d'écoulement avec arrêt brusque de la pompe et clapet ouvert	67
IV.13 Figure: Sens d'écoulement quand le clapet est fermé.....	67
Figure V.1 : Coupes en travers de la tranchée de la conduite.	73
Figure V.2 : Schéma du réseau à nœud	81
Figure V.3 : Pelle hydraulique.....	82
Figure V.4 : Bulldozer.....	83
Figure V.5 : Chargeur.....	84

LISTE DES PLANCHES

Planche 01 : Tracé en plan de la variante retenue d'adduction par refoulement de la commune d'Azzaba(W.SKIKDA).

Planche 02 : Tracé en plan de la variante retenue d'adduction gravitaire de la commune d'Azzaba(W.SKIKDA).

Planche 03 : Profile en long de la partie refoulement de l'adduction d'Azzaba (W.SKIKDA).

Planche 04 : Plan de la station de pompage de la commune d'azzaba(W.SKIKDA).

Planche 05 : Les accessoires dans une adduction.

Planche 06 : Profile en long de la partie gravitaire de l'adduction d'Azzaba (W.SKIKDA).

NOMENCLATURES

Abréviation	Définition	Unité
Px	population à l'horizon de calcul	hab
P0	population à l'année de référence	hab
A	Taux d'accroissement démographique.	
N	nombre d'année séparant l'année de référence et l'horizon de calcul.	
Qmoy,j	consommation moyenne journalière	m ³ /j
Qi	dotation journalière	l/j/hab
Ni	nombre de consommateurs.	
Qmax,j	Consommation maximale journalière	m ³ /j
Kmax,j	Coefficient d'irrégularité journalière .	
Qmoy,j	Consommation moyenne journalière	m ³ /j
Qmin,j	Consommation minimale journalière	m ³ /j
Kmin,j	Coefficient d'irrégularité journalière minimum.	
Q	Debit	m ³ /s
N	nombre d'heures de pompage.	h
E	prix du kWh d'énergie.	DA
F	prix de 1kg de fonte	DA
CJ	coefficient exprimant le rapport du débit du tronçon sur le débit à la tête du réseau.	
E	un facteur économique.	
k0	Coefficient d'augmentation annuelle de la consommation d'eau.	
Kj	Coefficient de variation journalière de la consommation.	
Kh	Coefficient de variation horaire de la consommation.	
M	Facteur tenant compte du matériau de la canalisation.	
B	Exposant tenant compte du régime d'écoulement.	
M	Exposant tenant compte du type du matériau.	
a , b	grandeurs dépendant du type du matériau , de la profondeur de pose et du type de sol.	
D	diamètre D de la conduite	m
L	la longueur du tronçon	m
V	vitesse moyenne d'écoulement	m /s
ΔHL	Pertes de charge linéaires.	
I	gradient hydraulique	m /m
Re	nombre de Reynolds.	
V	viscosité cinématique de l'eau.	
T	température de l'eau	C°
k0	la rugosité à l'état neuf.	
T	temps de service	h

Hg	la hauteur géométrique	m
ΔH_t	pertes de charge total	m
H	rendement de la pompe.	
T	c'est le temps de pompage par jour.	h
P	puissance de la pompe.	KW
E	énergie consommée par la pompe.	KW
Prc	prix de ml de la conduite.	DA
A	Amortissement annuel.	
I	Taux d'annuité annuel.	
RV	Robinet vanne	
N	nombre d'années d'amortissement.	
ΔH_T	Perte de charge totale.	m
K'	Coefficient de perte de charge.	
Leq	Longueur équivalente de la conduite	m
Lg	Longueur géométrique de la conduite.	m
Pex	pression d'exhore.	m
CTp	Cote de trop plein	m
CPE	Cote du plan d'eau	m
R	rendement de rognage.	
M	coefficient de rognage.	
Qpf	débit correspondant au point de fonctionnement de la pompe	m ³ /s
V0	vitesse moyenne d'écoulement	m/s
G	accélération de la pesanteur $g = 9,81$ m/s ² .	m/s ²
L	la longueur de la conduite	m
Z0	pression absolue (hauteur géométrique de refoulement +10 m).	m
Z min	pression absolue relative à la dépression	m
Z max	pression absolue relative à la surpression	m
U0	volume de l'air	m ³
V0	Vitesse d'écoulement	m /s
S	section de la conduite	m
H tr	profondeur de la tranchée	m
D	diamètre de la conduite	m
B	largeur de la tranchée	m
D	diamètre de la conduite	m
A	distance entre la génératrice latérale et la base du talus (30 cm).	m
B	largeur du cavalier	m
H c	hauteur du cavalier	m
Kr	coefficient de remplissage du gobet	
K t	coefficient d'utilisation du temps dépend de la nature du sol et de l'habilité du Conducteur.	
Kf	coefficient de foisonnement du sol.	
Tc	la duré d'un cycle de remplissage du	min

	godet .	
V	volume du sol excavé	m3
BH	Bâche d'eau	
RD	Réservoir de distribution	
RT	Réservoir tampon	
ACL	Agglomération chef-lieu.	
DRE	Direction des Ressource Hydraulique.	
CFPA	centre de formation professionnel.	
ANRH	Agence National des Ressource Hydraulique.	
DHW	Direction de l'hydraulique de la wilaya	
RGPH	Recensement Général de la population et de l'Habitat	
DPAT	Direction de Planification et de l'Aménagement du Territoire	
ONS	Office National des statistiques.	

Introduction générale

La nouvelle stratégie algérienne est basée sur l'option de la variation des ressources en eau ; stations de dessalements ; stations de traitements ; des forages ; des eaux superficielles (rivières ; lacs et barrages) et des stations d'épurations (irrigation et industrielle).

Azzaba est une zone ayant seulement comme ressource en eau potable la station de traitement des eaux du barrage de ZITE ALANBA et par conséquent ses besoins en eaux ne sont pas satisfaits.

L'objet du présent travail est d'étudier la possibilité de renforcement de la ressource initiale par les eaux provenant de la station de dessalement de Skikda située à une longueur de **50 KM** d'AZZABA ou par la réalisation de la batterie de forage à HDJAR ESSOUDE.

Cette étude analyse le système d'alimentation en eau potable en commençant par :

La Présentation de la ville, situation géographique et topographique, climat, hydrogéologie, pluviométrie, vent,...etc ; dans le premier chapitre Puis on passe aux :

- Chapitre II : Evaluation des besoins en eau de la population.
- Chapitre III : Etude d'adduction.
- Chapitre IV : Etude des systèmes annexes (réservoirs – coup de bélier).
- Chapitre V : Organisation de chantier.

CHAPITRE : I
PRESENTATION DE LA
ZONE D'ETUDE

Introduction

Connaître la situation de la zone d'étude du point de vue géographique, administrative, topographique, géologique, climatique, et hydrologique nous permet de mener à bien notre travail et de prendre des mesures lors de l'élaboration de l'étude et la réalisation du projet sur le terrain.

I-1- Situation géographique et administrative :

Le groupement d'AZZABA est situé dans la partie Sud-Est à une trentaine de Kilomètres du chef-lieu de la Wilaya de SKIKDA. Il fait partie du bassin versant Oued El Kebir et occupe une superficie globale de 650 Km².

Le groupement compte trois communes :

- ✓ Commune de AZZABA « agglomération chef-lieu (ACL) El Azzaba y compris les agglomérations secondaires (AS) Ras El Ma, Manzel Bendiche et Manzel El Abtal »
- ✓ Commune d'ES SEBT « agglomération chef-lieu (ACL) Es Sebt »
- ✓ Commune de DJENDEL « agglomération chef-lieu (ACL) Djendel »

Il est délimité :

- Au Nord-Ouest, par la commune de Béni Bachir
- Au Sud par la commune d'Ouled Habeba
- A l'Est par la commune d'Ain Charchar
- Au Sud-Ouest par la commune de Zerdazas

La situation de la commune de AZZABA, à proximité d'un axe très structurant (RN 44/3AB) et sa position centralisée à l'intérieur du territoire Algérien, fait d'elle un important regroupement humain, non seulement pour la commune, mais aussi pour les communes limitrophes. Elle médiatise quatre grands pôles urbains :

La ville de SKIKDA sur l'axe routier RN 44 côté Nord sur 32 km. . La ville d'ANNABA sur l'axe routier RN 44 côté Nord/Est sur 69 km. . La ville de CONSTANTINE sur l'axe routier RN 3AB côté Sud/Ouest sur 80 km. . La ville de GUELMA sur l'axe routier RN 10 côté Sud/Est sur 55 km.

Figure I-1 : La Situation géographique et administrative



I-2- Climat

La situation géographique de la commune d'AZZABA sur la frange sublittorale de la région d'Annaba, bénéficie d'un climat de type méditerranéen sub-humide doux, caractérisé par deux saisons :

- Une saison douce et humide de novembre en avril avec 80% des précipitations et une température moyenne de 12.5 °c.
- Une saison chaude et sèche de mai à octobre, qui compte 20% des précipitations et une température moyenne de 23°c.

Tableau I.1 : Caractéristique de la station pluviométrique

Code de la Station	Nom de la station	Coordonnée Lambert		Période d'observation	Nombre d'années D'observation
03-11-06	Azzaba pépinière	892.35	39135	1859 -2013	/

Source : DRE

2012

I-2-1- Pluviométrie

La hauteur pluviométrique moyenne annuelle, qui est de l'ordre de 600à700mm, est très irrégulièrement répartie au cours des mois de l'année, ou il pleut environ 80 jours.

I-2-2- Température

L'écart de température entre le mois le plus froid (janvier 9.15 °c) et le mois le plus chaud (Août 27.2° c) est élevée (18 °c).

I-2-3- Vents

En moyenne, le sirocco souffle 17 jours par an, principalement pendant les mois de juillet, août et septembre.

Les vents les plus fréquents soufflent du secteur Nord-Ouest, suivant une direction Nord-Ouest-Sud-Est, avec une moyenne annuelle de 42 %.

I- 3- Relief

La ville de Azzaba est caractérisée par un relief peu accidenté, présentant de modestes.

I- 4- Géologie

D'après la carte géologique de la région d'Azzaba la structure géologique formations est prédominée par des formations quaternaires et des alluvions récentes localisées surtout au niveau des terrasses des principaux écoulements superficiels.

I-5- Hydrogéologie

Les horizons d'eaux souterraines les plus intéressants, sont situés dans les formations sableuses et graveleuses des alluvions anciennes et récentes de la vallée de l'oued El-hammam et la plaine communale.

Ces nappes d'eaux souterraines sont actuellement exploitées par de nombreux forages et puits, destinés à l'alimentation en eau potable et industrielle des zones urbaines, et surtout à l'irrigation des terres agricoles.

Les débits sont généralement importants, ils varient de (5 à 70) l/s.

Cependant, la répartition spatiale des points de captage de cette nappe alluviale est désordonnée, de nombreux puits et forages sont très proches les uns des autres.

I-5-1- La qualité des eaux

Les eaux des alluvions sont très bonnes du point de vue chimique, puisque leur résidu-sec et leur minéralisation tournent autour de 300 mg/l, c'est des eaux bicarbonatées très légères ; à la suite de l'analyse chimique, l'eau ne demande qu'une javellisation pour être potable.

I-5-2-Captage

Cette partie a pour objet, l'étude des ressources en eaux souterraines, dans les environs de la commune de djendel. En effet la ville d'azzaba célèbre par son eau souterraine est alimentée à partir de trois forages.

L'ensemble des forages produit actuellement un débit de **120 l/s**. Les caractéristiques de ces derniers sont données dans le tableau n°I.2.

Tableau I.2 : caractéristiques des forages

Forage	Débit (l/s)		Profondeur (m)	HMT (m)	Types des pompes immergées
	mob	exp			
zite alanba 1	110	70	101	41	E12S55/2EF+MC850
zite alanba 2	26	22	100	38	E9S50/2A+MC617
hdjar essoud	33	28	85	35	E9S50/2A+MC617
Total	169	120			

(Source : DHW de Skikda)

Les autres sources :

Actuellement la ville d'azzaba est alimentée par la station de traitement avec un débit de 100 l/s, la station de pompage est alimentée par le barrage de zite alanba.

I-6-Aperçu historique :

La ville d'Azzaba a été créée pour des raisons économique militaire par l'administration militaire coloniale en 1848 sur les abords d'oued Fendek et des plaines agricoles de la vallée Fendek d'ailleurs le projet initial s'appelait village de la vallée de Fendek.

Cette ville était destinée pour les colons européens, le plan de lotissement 120 lots plus ou moins étendus avec tous les équipements nécessaires (mairie, église, école, place centrale, abreuvoir, lavoir, etc.), et entourée avec un mur de 3,5 m de hauteur et de 0,80 m d'épaisseur qui était muni de quatre portes, ce dernier a été détruit en 1922 lors de la première extension urbaine du village.

Les différentes extensions de l'agglomération se sont faites vers le nord et Test, c'est l'évolution récente de deux décennies (1970-1990) qui a modelé la configuration du tissu urbain.

I-7-Evolution structurale de la ville :

L'évolution du tissu urbain dans le temps de la ville est résumée dans le tableau ci-dessous.

Tableau I.3 : Evolution du tissu urbain de la ville d'azzaba

Période	1848-1890	1890-1962	1962-1970	Après 1970
Superficie urbanisée (ha)	43	74	105	>250

La consommation d'espace a été importante après l'indépendance, particulièrement dans les années 1980. L'évolution du phénomène urbain à AZZABA est liée à l'exode rural de la population des communes limitrophes. On peut dire que le tissu urbain de la ville a évolué

d'un tracé initial en damier (dont le pourtour général évoque la forme d'une cellule végétale qui symbolise la vocation agricole de la région) à un tracé presque linéaire. La ville actuelle se caractérise par une hétérogénéité de l'espace urbain, avec des densités différentes d'un secteur à un autre. Actuellement on distingue les types d'habitat suivants :

- ✓ Zone à constructions de type colonial qui constitue le noyau de l'aggloméra ;
- ✓ Zones à construction de type traditionnel qui est une forme simplifiée d'habitat colonial;
- ✓ Zone à construction de type individuel moderne (lotissements) ;
- ✓ Zone à constructions précaires implantées à la périphérie de la ville (Diar Ezitoune) ;
- ✓ Zone à constructions de type collectif .

I -8- Habitat :

Le parc logement de la commune de Azzaba est composé de :

➤ **Habitat individuel ancien type :** Un noyau ancien de logements qui remonte à l'époque coloniale. Il est composé de 677 logements de (R+1) à (R+2) qui s'étalent sur une superficie de 30 ha avec une densité de 39 habitat/ha et sont en cours de renouvellement et de réaménagement extérieur (chemins et réseaux).

➤ **Habitat individuel dispersé :** se trouve autour du noyau colonial sous forme d'îles hétérogènes, il se différencie de l'habitat individuel ancien par les matériaux de construction modernes et la forme, on compte 677 logements pour une superficie de 21,74 ha.

➤ **Habitat individuel moderne :** représenté par les lots suivants : Lot zaaf rabah : 230 logements Lot kassisse salah : 123 logements Lot mezghache khoja : 460 logements Lot mefrouche dahmane : 135 logements

➤ **Habitat collectif:** il est distingué essentiellement dans la nouvelle zone urbaine par 2500 logements ainsi que 08 habitats semi collectif. Il est réparti comme suit :

- 80 logements collectifs à la cité Djouad
- 12 logements à la rue Mokrani
- 414 logements dans la zone d'extension
- 116 logements à côté de l'hôpital
- 210 logements en cours de réalisation
- 390 logements à côté du complexe de proximité, à l'entrée ouest ville sur la route nationale AB3.

Le parc logement de la commune d'Es Sebt est caractérisé par une séparation entre Ces différents tissus, on distingue :

Noyau de type colonial qui se montre en damier et se partage en surfaces rectangulaires et carrées.

Le nouveau tissu urbain (période après l'indépendance) qui se localise de façon non planifiée comme la zone de l'habitat précaire au côté Ouest de la ville jusqu'à la cité Bir

Aouacher et la zone des camps résidentiels située au côté Nord Est du chef - lieu.

La commune de Djendel se caractérise par une situation médiocre en matière de qualité du parc-logement qui enregistre un taux de précarité assez élevé. On note l'existence d'un nombre important de bidonvilles sur le territoire de la commune de Djendel, il existe 382 constructions précaires.

Le chef - lieu détient la plus grande part d'habitat précaire avec 180 constructions où règne l'insalubrité et l'insécurité. Les matériaux de construction sont en général le

Parpaing pour les murs et la tôle pour la toiture.

I-8-1-Typologie de l'habitat :

Le parc logement du groupement est composé :

D'habitat individuel, constitué de constructions de type colonial, de maisons traditionnelles regroupant plusieurs logements, de lotissements, de constructions évolutives et de maisons précaires.

De l'habitat collectif et semi collectif.

De l'habitat précaire et les bidonvilles.

I-9- Etude démographique :

L'analyse de l'évolution de la population sur la période 1987 - 2008 traduit des mouvements migratoires spécifiques, fortement influencés par les conditions sécuritaires des années 90. Il ressort de cette analyse des flux migratoires positifs et négatifs, selon les communes et les agglomérations sur la période 1987 — 1998, traduisant notamment un exode des zones rurales et surtout montagneuses vers les centres urbains de la wilaya. Sur la période 1998 - 2008, on observe des inflexions significatives caractérisant un retour partiel des populations vers leur résidence d'origine, et constituent en terme de démographie, un facteur c! Pour une projection à long terme.

Il ressort que l'approche méthodologique de projection retenue reposera prioritairement sur l'évolution de la population sur la période 1987 - 2008 à partir de l'exploitation données par agglomération des RGPH 1987 et 2008.

Les données du RGPH 1998, au vu du contexte d'évolution particulier dans les 90, constitueront des données intermédiaires d'ajustement à la méthodologie d'exploitation, notamment pour le traitement de l'évolution des agglomérations sur la période (fusion, nouvelles agglomérations, déclassement en hameau).

L'évolution de la population du groupement d'après les données du Recensement Général de la population et de l'Habitat (RGPH) est représentée dans le tableau ci-dessous :

Tableau I.4 : Evolution de la population du groupement entre 1987 et 2008

Communes	POP RGPH 1987	POP RGPH 1998	POP RGPH 2008
	(hab)	(hab)	(hab.)
Azzaba			
A.C.L	22.12	29.344	34.274
A.S Ras El Maa	1514	2309	2926
AS Manzel El Abtal	2874	3872	5294
A.S Manezl Bendiche	1197	1811	2078
Es Sebt			
A.C.L	5186	8303	9845
Djendel			
A.C.L	2745	3644	5088

Source : DPAT 2012

Les communes du groupement ont connu un accroissement de la population dont le taux d'accroissement passe par deux périodes distinctes (1987-1998) et (1998-2008). D'après le Recensement Général de la population et de l'Habitat (RGPH).

Entre 1987-1998, l'évolution marque un accroissement de 10.131 hab pour Azzaba, et un léger accroissement de 3117 hab pour Es Sebt et 899 hab pour Djendel. Et entre 1998-2008, l'évolution marque un fléchissement par rapport à la précédente. Cela peut s'expliquer par les mouvements naturels de la population, et la multiplication des mouvements migratoires.

I-9-1- Population actuelle :

D'après la dernière estimation de la Direction de Planification et de l'Aménagement du Territoire (D.P.A.T), la population ainsi que le taux d'accroissement des communes du groupement au (31/12/2012) était de :

Tableau I.5 : Population actuelle du groupement

Communes	Population 2012 (hab)
Azzaba	
A CL Azzaba	36234
AS Ras El Maa	3154
AS Manzel El Abtal	5765
AS Manezl Bendiche	2218
Total commune	47371
As Sebt	
A.C.L Es Sebt	10461
Djendel	
A.C.L Djendel	5512
Total population du groupement	63344

Source: DPAT 2012

Tableau I.6 : Taux d'accroissement du groupement

Communes	Taux d'accroissement (%)
Azzaba	1,4
Es Sebt	3.08
Djendel	0.78

Source: DPAT 2012

L'agglomération chef-lieu d'Azzaba concentre, à elle seule. 59.32% de la population avec comme appui les AS (Ras El Maa 5,14%, Manzel el abtal 9,3% et Manezl Bendiche 3,65%). L'agglomération chef-lieu d'Es Sebt 64.48% et l'agglomération chef-lieu Djendel 58,78%.

I-9-2- Evolution de l'accroissement de la population à l'horizon du projet :

On évolue la population future du groupement Azzaba à court, moyen, et long terme. Le calcul de la population s'effectue comme suit :

$$P = P_0 (1+X)^n$$

Où

P : Représente la population projetée

P₀ : Représente la population à l'année de référence

X : Représente le taux de croissance

n : Représente la valeur de la période

Les taux d'accroissement de la population d'après les données du RGPH 2008 sont indiqués dans le tableau ci-dessous :

Tableau I.7 : Taux d'accroissement du groupement

Communes	Taux d'accroissement (%)
Azzaba	1,5
Es Sebt	-0,4
Djendel	1

Source : DPAT 2008

D'après les données du tableau ci-dessus, on peut remarquer que le taux d'accroissement de la population de la commune d'E Sebt est estimé à (- 0,4%). Or le taux d'accroissement moyen de la Wilaya de SKIKDA qui est de 1.4%, de plus le taux d'accroissement national est de 2,04% (Estimation Faite par l'ONS 2012). Donc ce taux est au-dessous du taux d'accroissement national. Pour cela, nous optons pour le taux d'accroissement moyen de la wilaya de SKIKDA (1,4%) pour l'estimation de la population actuelle du groupement, ce taux sera conservé constant pour l'estimation de la population future.

Conclusion

Dans ce chapitre on a essayé de représenter la commune, connaître la situation géographique et administrative, topographique, climatique et définir toutes les données nécessaires à l'étude.

Cette étape constitue la phase la plus importante, elle est basée sur la collecte des informations brutes, et aussi de vérifier leurs fiabilités pour une prise de décisions correcte. Nous allons donc, procéder dans le chapitre qui suit à la présentation des caractéristiques du réseau existant (état des lieux).

CHAPITRE : II

EVALUATION DES

BESOINS EN EAU

Introduction

L'estimation des besoins en eau de notre agglomération exige de fixer une norme pour chaque catégorie de consommateur. Cette norme unitaire (dotation) est définie en fonction des besoins de chaque consommateur et de la capacité de la ressource.

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

II-1- Evaluation de la population future

En Algérie il a été constaté que l'évolution démographique suit la loi des accroissements géométriques qui est donnée par la loi des intérêts composés :

$$P_n = P_0 \cdot (1 + t)^n \dots\dots\dots (II-1)$$

Avec :

P_n : Population pour l'horizon considéré.

P_0 : Population à l'année de référence.

t : Taux d'accroissement annuel de la population ($t=1.4\%$).

n : Nombre d'années séparant l'année de référence à l'horizon considéré.

D'après l'ONS (office national de statistique) le nombre d'habitants à l'année de Recensement 2008 est estimé à 34274 habitants.

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

Commune	Population 2008	Population 2012	Population 2017	Population 2027	Population 2037
AZZABA	34274	36234	38842	44636	51294

Donc à l'horizon 2037, le nombre d'habitants de la zone d'étude sera de 51294 habitants. La répartition des habitants pour chaque horizon est donnée par la figure II.1

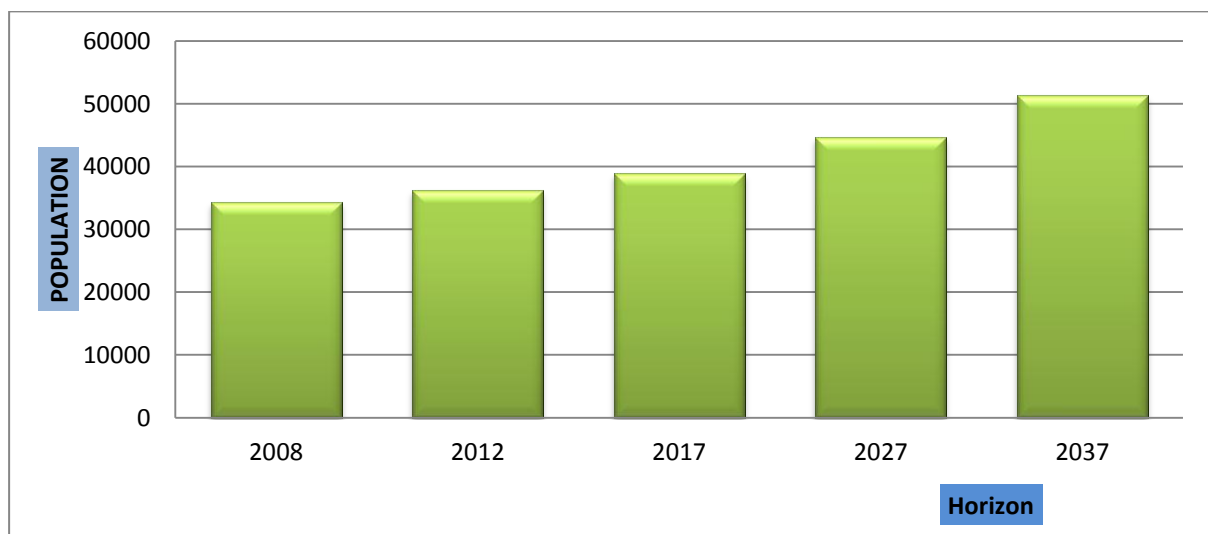


Figure II.1: Répartition des habitants pour chaque horizon

II-2-Catégories des besoins en eau

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

Pour l'étude de la commune, il est nécessaire de se pencher sur les différentes catégories de besoins telles que :

- ✓ Besoins domestiques
- ✓ Besoins éducatif
- ✓ Besoins sanitaires
- ✓ Besoins administratifs
- ✓ Besoins socioculturelles et sportif
- ✓ Besoins commercial
- ✓ besoins préventif et sécurité

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

Dans une agglomération donnée, la consommation en eau dépend essentiellement du Développement sanitaire et les habitudes de la population. Pour les petites agglomérations la dotation varie de 60 à 100 l/j/hab. et de 100 à 200 l/j/hab, pour les grandes agglomérations. Pour notre projet et d'après la direction de l'hydraulique de la wilaya de Skikda les besoins seront estimés sur la base d'une dotation de 180 l/j/hab, pour l'année 2037.

II-3-1-Les besoins domestiques

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

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

Elle est exprimée par la formule suivante :

$$Q_{\text{moy},j} = \frac{D_i * N_i}{1000} (m^3 / j) \dots\dots\dots(II-2)$$

Avec :

- $Q_{\text{moy},j}$: consommation moyenne journalière en m^3/j ;
- D_i : dotation journalière en l/j/hab.
- N_i : nombre de consommateurs.

Tableau II.2: Tableau récapitulatif des besoins domestiques

Commune	Population en 2037	Dotation (l/j/hab)	Débit (m^3/j)
AZZABA	51294	180	9232.92

II-3-2-Les besoins scolaires

Les besoins des différents équipements scolaires recueillis au niveau de la ville d'AZZABA sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau II.3: Tableau récapitulatif des besoins scolaires

Equipements	Effectifs (élevés.)	Dotation (l/j/élève)	Q _{moyj} (m ³ /j)
12 Ecoles primaires	3000	10	30
3 Lycées+ 6 CEM+ 1 CFPA	6967	10	69.67
Total	-	-	99.67

II-3-3-Les Besoins socioculturels et sportif

Les différents besoins socioculturels et sportif de la ville d’AZZABA sont réunis dans le tableau suivant :

Tableau II.4:Tableau récapitulatif des besoins socioculturels

Equipements	Effectifs (personnes.)	Dotation (l/j/personne)	Q _{moyj} (m ³ /j)
1 Maison de jeune	50	5	0.25
6 Mosquées	1500	10	15
1 stade	40	60	2.4
Total	-	-	17.65

II-3-4-Besoins sanitaires

Les différents besoins sanitaires de la ville d’AZZABA sont réunis dans le tableau suivant :

Tableau II.5: Tableau récapitulatif des besoins sanitaires

Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Q _{moyj} (m ³ /j)
Hôpital	lit	150	350	5.25
2Salles de soins	Personne	100	20	2
polyclinique	lit	40	20	0.8
Total	-	-	-	12.25

II-3-5-Les Besoins administratifs

Les divers équipements administratifs de la ville d’AZZABA, leurs dotations et les débits journaliers correspondant sont dans le tableau suivant :

Equipement	Nombre d’employés	Dotation (l/j/unité)	Débit (m ³ /j)
------------	-------------------	----------------------	---------------------------

Siège A.P.C	60	15	0.9
Siège daïra	50	15	0.75
Subdivision Hydraulique	15	15	0.23
Poste	10	15	0,15
Subdivision Agriculture	15	15	0.23
SiègeAlgérie télécom	30	15	0.45
Total	-	-	2.71

Tableau II.6: Tableau récapitulatif des besoins administratifs

II-3-6-Besoins commerciaux

Tableau II.7: Evaluation des besoins commerciaux

Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Qmoyj (m ³ /j)
Abattoir	tête	30	300	9
6 Restaurant	repas	2400	30	72
26 Cafés	client	1040	5	5.2
5 Douche publique	client	125	25	3.13
4Station de lavage	client	60	120	7.2
Total	-	-	-	96.53

II-3-7-Les Besoins préventif et sécurités

Tableau II.8: Evaluation des besoins préventif et sécurités

Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Qmoyj (m ³ /j)
Gendarmerie	Agent	60	25	1,5
2 Protection civil	Agent	70	25	1.75
Total	-	-	-	3.25

II-4-Récapitulation des besoins en eaux de la ville

Les besoins totaux en eaux de la ville d'AZZABA sont donnés par le tableau suivant :

Tableau II.9: Récapitulation des besoins en eaux de la ville

Catégorie des besoins	Q _{moy, j} (m ³ /j)
Domestiques	9232.92
Scolaires	99.67
Sanitaires	12.25
Administratifs	2.71
Socioculturels et sportifs	17.65
Commercial	96.53
Préventif et sécurité	3.25
Total	9464.98

A l'horizon 2037, les besoins moyens journaliers totaux de la zone d'étude est de 9464.98 (m³/j).

N'autre adduction et peut important, en peut pas négliger les pertes, la valeur de coefficient de perte il est entre (20% - 40%) => Q_{moyj}=1.3*9464.98=12304.47m³/J

II-5-Variation de la consommation journalière

Au cours de l'année la consommation d'eau connaît des fluctuations autour de la consommation moyenne journalière, il existe une journée où la consommation d'eau est maximale, de même il existe une journée où elle est minimale.

Cette variation de consommation est caractérisée par des coefficients d'irrégularité maximale et minimale.

❖ Coefficient d'irrégularité maximale (K_{max j}) :

L'irrégularité de la consommation horaire au cours de la journée et qui dépend du rapport de Q_{maxj} sur le Q_{moyj}, nous oblige à tenir compte de cette variation en déterminant le rapport

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

Ce rapport est désigné sous le terme de coefficient d'irrégularité journalière maximum et noté par K_{maxj}

Avec :

Q_{max,j} : Débit de consommation maximum journalier ;

Q_{moy,j} : Débit de consommation moyen journalier

La valeur de K_{max, j} varie entre **1,1** et **1,3**.

Pour notre cas on prend **K_{max, j} = 1,3**

❖ Coefficient d'irrégularité minimale (K_{min j})

Ce coefficient nous indique de combien de fois la consommation minimale est inférieure à la consommation moyenne. Ce coefficient est donné par le rapport suivant :

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

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum journalier. $K_{\min,j}$ varie de **0,7 à 0,9**.

Pour notre cas on prend $K_{\min,j} = 0.8$

II-5-1-Consommation maximale journalière ($Q_{\max j}$)

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

Il s'obtient par la relation suivante :

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

Donc :

$$Q_{\max j} = 1,3 * Q_{\text{moy} j}$$

II-5-2-Consommation minimale journalière ($Q_{\min j}$)

Ce débit représente la consommation d'eau minimale du jour le moins chargé de l'année.

Il s'obtient par la relation suivante :

$$Q_{\min j} = K_{\min j} * Q_{\text{moy} j} \dots\dots\dots \text{(II-5)}$$

Donc :

$$Q_{\min j} = 0,8 * Q_{\text{moy} j}$$

Les consommations moyennes, minimales et maximales journalières sont représentées par le **tableau n°II.10**

Tableau II.10: Tableau récapitulatif des consommations journalières $Q_{\min j}$; $Q_{\text{moy} j}$; $Q_{\max j}$

Commune	$Q_{\text{moy}j}$ (m ³ /j)	$K_{\min,j}$	$Q_{\min,j}$ (m ³ /j)	$K_{\max,j}$	$Q_{\max,j}$ (m ³ /j)
AZZABA	12304.47	0,8	9843.58	1,3	15995.82

II-6-Variation de la consommation horaire

Généralement on détermine les débits horaires en fonction du développement, des habitudes de la population et du régime de consommation probable.

Cette variation de consommation est caractérisée par des coefficients d'irrégularité maximale et minimale.

❖ Coefficient d'irrégularité maximale horaire ($K_{\max, h}$)

Ce coefficient représente l'augmentation de la consommation horaire dans la journée. C'est ce qu'on appelle le coefficient de pointe.

Pour son calcul, on utilise la formule suivant :

$$K_{\max,h} = \alpha_{\max} * \beta_{\max} \dots\dots\dots \text{(II-6)}$$

✚ α_{\max} : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et de régime du travail, varie de **1,2 à 1,5** 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. Le tableau N°10 donne Sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Tableau II.11: β_{\max} en fonction du nombre d'habitants

Habitant	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000
β_{\max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1.1

Pour notre cas : nous avons un nombre d'habitants de 51294, donc $\beta_{\max} = 1,135$

$$K_{\max,h} = 1.3 * 1.135 = 1.475$$

❖ **Coefficient d'irrégularité minimale horaire ($K_{\min,h}$)**

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum horaire caractérisant une sous consommation :

$$K_{\min,h} = \alpha_{\min} * \beta_{\min} \dots\dots\dots \text{(II-7)}$$

✓ α_{\min} : Coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime de travail, varie de **0,4 à 0,6**. Pour notre cas on prend $\alpha_{\min} = 0,5$.

✚ β_{\min} : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population. Le tableau n°II.12 donne Sa variation en fonction du nombre d'habitants.

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

Habitant	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000
β_{\min}	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6	0.7

Pour notre cas : $\beta_{\min} = 0,63$

Donc :

$$K_{\min,h} = 0.5 * 0.63 = 0.315$$

II-6-1-Débit moyen horaire

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante :

$$Q_{\text{moy},h} = \frac{Q_{\text{max},j}}{24} \text{ (m}^3\text{/h)} \dots\dots\dots \text{(II-8)}$$

Avec :

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

$Q_{\text{max},j}$: débit maximum journalier en $\text{m}^3\text{/j}$;

Donc : $Q_{\text{moy},h} = 15995.82 / 24 = 666,49 \text{ m}^3\text{/h}$.

$$Q_{\text{moy},h} = 666,49 \text{ m}^3\text{/h}$$

II-6-2-Détermination du débit maximum horaire

Ce débit joue un rôle très important dans les différents calculs du réseau de distribution, il est déterminé par la relation suivante :

$$K_{\max h} = \frac{Q_{\max h}}{Q_{\text{moyh}}} \dots\dots\dots \text{(II-9)}$$

Donc : $Q_{\max h} = K_{\max h} * Q_{\text{moyh}}$ (II-10)

$Q_{\text{moy,h}}$: débit moyen horaire en $\text{m}^3/\text{h} = 666,49 \text{ m}^3/\text{h}$

$K_{\max, h}$: coefficient de pointe

$Q_{\max, h}$: débit max horaire en m^3/h

II-6-3-Détermination du débit minimum horaire

Il correspond à l'heure la moins chargée des 24h, cette consommation s'observe pendant les heures creuses. Il est calculé comme suit :

$$K_{\min h} = \frac{Q_{\min h}}{Q_{\text{moyh}}} \dots\dots\dots \text{(II-11)}$$

Donc : $Q_{\min h} = K_{\min h} * Q_{\text{moyh}}$ (II-12)

Avec :

$Q_{\text{moy,h}}$: débit moyen horaire en $\text{m}^3/\text{h} = 666,49 \text{ m}^3/\text{h}$

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

Les consommations moyennes, minimales et maximales horaires sont représentés par le **tableau n°II.13**

Tableau II.13 : Tableau récapitulatif des consommations horaires $Q_{\min j}$; $Q_{\text{moy} j}$; $Q_{\max j}$

Commune	$Q_{\text{moyh}} (\text{m}^3/\text{h})$	$K_{\min, h}$	$Q_{\min, h} (\text{m}^3/\text{h})$	$K_{\max, h}$	$Q_{\max, h} (\text{m}^3/\text{h})$
AZZABA	666,49	0,315	209,94	1,475	983,07

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. La variation des débits horaires d'une journée est représentée en fonction du nombre d'habitants (voir tableau II.14).

Remarque

Cette variation des débits horaires est exprimée en pourcentage (%) par rapport au débit maximal journalier de l'agglomération.

❖ Pour notre cas on choisit la répartition variant entre **50001**et **100000** hab.

(puisque le nombre d'habitants à l'année **2037** sera **51294 hab**), dont la partition est indiquée dans le Tableau n°II.14 :

Tableau II.14 : Variation des débits horaires

horaire	Consommation total $Q_{\max j}=15995.82 \text{ m}^3/\text{j}$		Courbe de la consommation Cumulée	
	%	m^3/h	%	m^3/h
0--1	3	479.874	3	479.87
1--2	3.2	511.8656	6.2	991.74
2--3	2.5	399.895	8.7	1391.63
3--4	2.6	415.8908	11.3	1807.53
4--5	3.5	559.853	14.8	2367.38
5--6	4.1	655.8278	18.9	3023.21
6--7	4.5	719.811	23.4	3743.02
7--8	4.9	783.7942	28.3	4526.81
8--9	4.9	783.7942	33.2	5310.61
9--10	5.6	895.7648	38.8	6206.37
10--11	4.8	767.7984	43.6	6974.17
11--12	4.7	751.8026	48.3	7725.97
12--13	4.4	703.8152	52.7	8429.79
13--14	4.1	655.8278	56.8	9085.61
14--15	4.2	671.8236	61	9757.44
15--16	4.4	703.8152	65.4	10461.25
16--17	4.3	687.8194	69.7	11149.07
17--18	4.1	655.8278	73.8	11804.9
18--19	4.5	719.811	78.3	12524.71
19--20	4.5	719.811	82.8	13244.52
20--21	4.5	719.811	87.3	13964.33
21--22	4.8	767.7984	92.1	14732.13
22--23	4.6	735.8068	96.7	15467.94
23--24	3.3	527.8614	100	15995.8

A partir de ce tableau on trouve :

$Q_{\max, h}=895.77\text{m}^3/\text{h}$

$Q_{\min, h}=399.895\text{m}^3/\text{h}$

D'après ce tableau nous avons tracé le graphe de la consommation et la courbe intégrale représentée dans les figures II.2 et II.3 respectivement.

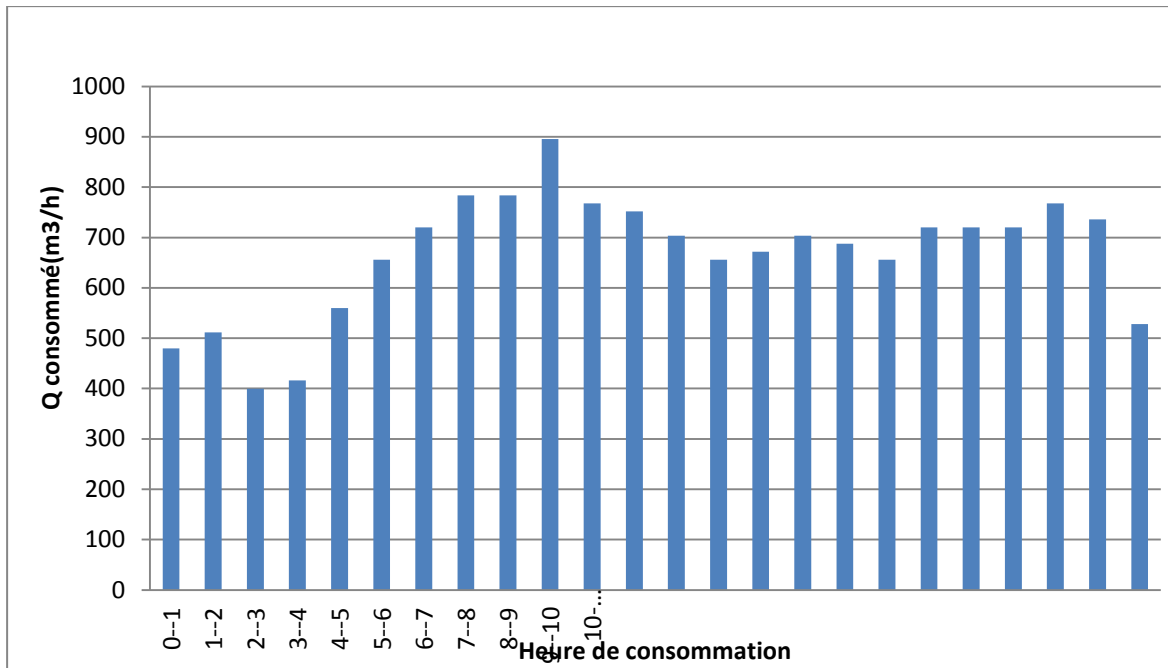


Figure II.2 : Histogramme de la consommation journalière

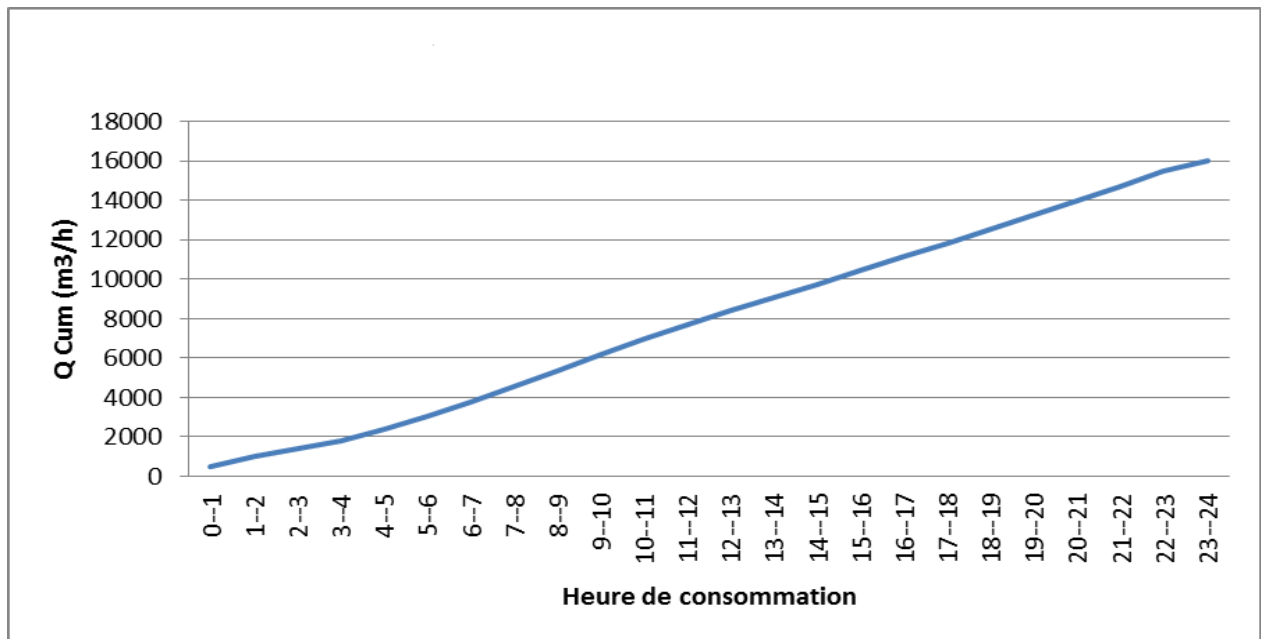


Figure II.3 : Courbe intégrale de consommation journalière

Dans le but de connaître si notre débit fourni par les ressources satisfait les besoins calculés ou non, il faut comparer entre les besoins et ce débit disponible, et voir est ce qu'il y à un excès ou un déficit de débit.

Comme nous avons déjà dit (dans le chapitre N°I), la ville dispose de trois (3) forages donnant un débit actuel total de **120 l/s** au moment d'exploitation minimum peut être donnant jusqu'au **150 l/s** dans les autres moments et une station de traitement qui fournit un débit de **300 l/s** vers la ville complet, elle donne **100 l/s** de cette quantité a la zone étudié donc le débit total de la région est **220 l/s**, alors que les besoins totaux de la ville sont : **15995.82 m³/j=185.14 l/s**, donc il y à un excès ou gain égal à :

$$E = 220 - 185.14 = 34.86 \text{ l/s.}$$

Remarque

D'après cette valeur d'excès on peut minimisée le débit de la station de traitement à **80 l/s** pour la sécurité de cette dernier (fonctionnement alèse).

CHAPITRE : III

ETUDE

D'ADDUCTION

Introduction :

Le transport est nécessaire entre le point de captage et le point d'utilisation, dans la pratique ces points sont relativement éloignés l'un de l'autre, quelquefois ils peuvent se

trouver à des distances considérables. Du point de vue technique, on est conduit à séparer les ouvrages d'adduction et ceux de distribution.

III-1 Généralité sur l'adduction

III-1-1 Définition

Les conduites d'adduction ont pour fonction d'assurer le transfert de l'eau entre deux Points :

- Entre la source et la station de traitement.
- Entre la station de traitement et les stockages ou le réseau de distribution.
- Entre la source et les stockages ou le réseau de distribution.

Il n'y a pas de distribution en route en dehors de prélèvements ponctuels pour d'autres localités ou de gros consommateurs (hôpitaux, industries) qui ont une certaine priorité d'alimentation, compte tenu de la nature des usages qui ne doivent pas souffrir d'interruption de la fourniture d'eau. Les conduites d'adduction doivent être posées et exploitées avec beaucoup de soins en raison de la sensibilité de leur rôle dans le système d'approvisionnement en eau potable. La longueur d'une conduite d'adduction peut varier de quelques kilomètres à plusieurs centaines de kilomètres (le transfert d'Ain Salah-Tamanrasset à plus de 700 km de longueur).

III-1-2 Types d'adduction

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

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

a) Adduction gravitaire

C'est une adduction où l'écoulement se fait gravitairement. On rencontre ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une côte supérieure à la côte piézométrique de l'ouvrage d'arrivée. Il existe deux types d'adductions gravitaires :

- ✓ Adduction sans charge (écoulement à surface libre).
- ✓ Adduction en charge (le plus rencontré).

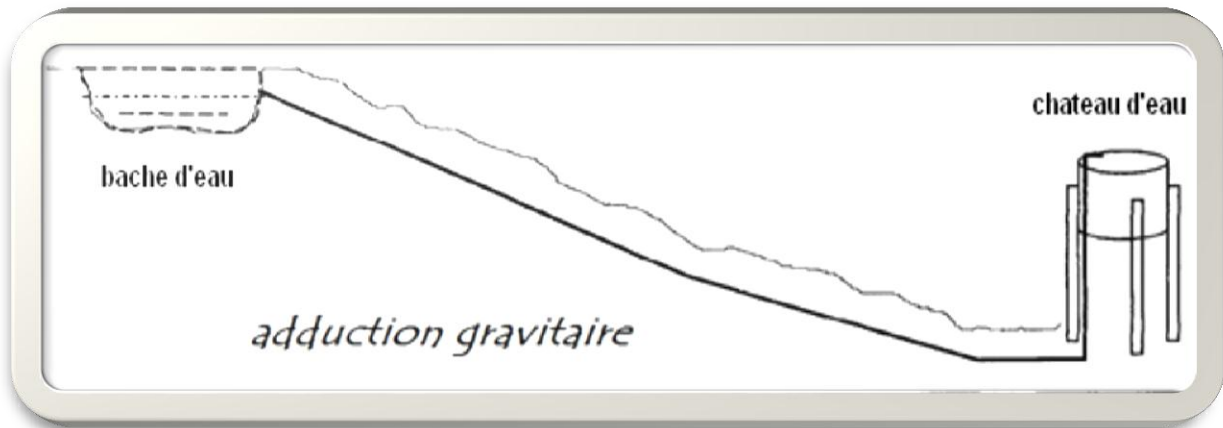


Figure III-1: Schéma d'une adduction gravitaire

b) 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.

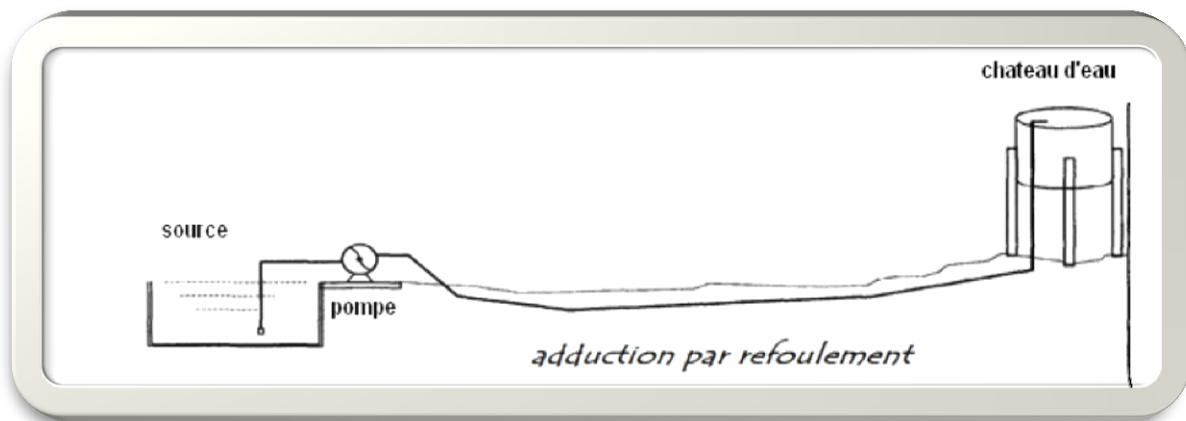


Figure III-2: Schéma d'une adduction par refoulement

c) Adduction mixte

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

Dans le cas de notre étude, l'adduction à projeter est une adduction gravitaire et autres tronçon par refoulement.

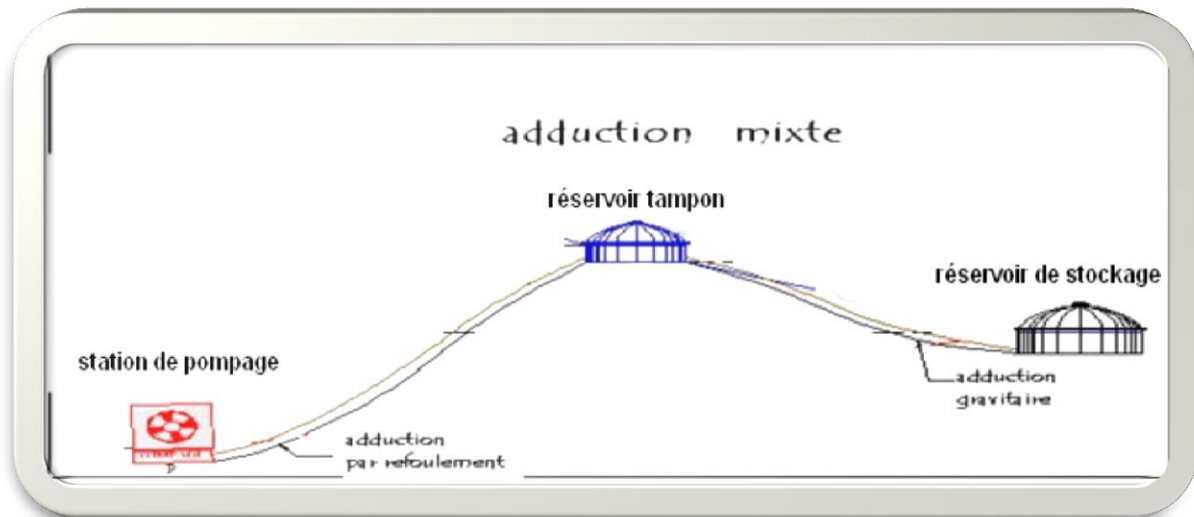


Figure III-3: Schéma d'une adduction mixte

III-1-3 Adduction et types d'écoulement

On distingue deux types d'écoulement :

III-1-3-1 Ecoulement à surface libre

L'écoulement à surface libre est un écoulement qu'on rencontre dans le cas des adductions gravitaires sans charge tels que les canaux à ciel ouvert et les aqueducs fermés. Ce type d'écoulement est conditionné par la pente.

III-1-3-2 Ecoulement en charge

L'écoulement en charge est un écoulement qu'on rencontre dans le cas des adductions ou des réseaux gravitaires sous pression et des adductions par refoulement.

III-1-4 Principe du choix du tracé [1]

Dans le cas d'un projet d'une adduction les principaux critères du choix du tracé sont:

- ✓ Distance la plus courte entre deux points à desservir, mais utilisation préférentielle d'un tracé longeant une voie de circulation existante (éventuellement une piste).
- ✓ Eviter le passage par des points hauts nécessitant davantage le pompage.
- ✓ Il est préférable de passer la conduite à côté des routes pour faciliter la pose des tuyaux et leur exploitation (détection des fuites, des vannes défectueuses, de tous dommages subit par l'installation) et permettre un accès rapide pour l'entretien, la réparation ainsi que l'acheminement du matériel.
- ✓ Eviter le maximum possible les pentes et contres pentes, qui peuvent donner lieu à des contournements d'air, éviter le phénomène de cavitation qui peut engendrer les éclatements et vibration de la canalisation ou cours de la phase de surpression, suite à l'arrêt inopiné du groupe électropompe difficilement évacuables, donc Il est important de chercher un profil en long aussi régulier que possible pour éliminer les contres pentes.
- ✓ Eviter le maximum possible les terrains privés et les terrains agricoles (éviter les forêts)

- ✓ Éviter autant que possible la traversée des obstacles (routes, voies ferrées, canaux, oueds,...)

III-2-Choix du matériau de la conduite [1]

Le choix porté sur les différentes conduites se fait en fonction de :

- Diamètre.
- Pressions supportées.
- Les conditions d'installation.
- La disponibilité au marché.
- Du prix dans le marché.
- Du type de sol (agressivité).
- Les frais d'amortissement.
- Les frais d'exploitation.
- Bonne étanchéité.
- Facilité d'entretien et de mise en service.

Parmi les types de tuyaux utilisés dans le domaine d'alimentation en eau potable, on distingue: les tuyaux en fonte ; les tuyaux en acier ; les tuyaux en matière thermoplastique (PEHD, PVC) et les tuyaux en béton.

Dans notre cas, on opte pour des conduites en **fonte ductile** vu les avantages qu'elles présentent :

- La fonte a une meilleure résistance aux pressions élevées car elle est à graphite sphéroïdal (GS) ce qui élimine tout risque de propagation des fissures.
- Très rigides et solides.
- La fonte permet de supporter des pressions de service atteignant 50 bars pour les tuyaux ne dépassant pas 600 mm de diamètre, et 40 bars pour les tuyaux de diamètre supérieur.
- Bonne résistance aux forces intérieures.
- Les raccords entre tuyaux se font par emboîtement avec joint élastomère, tous les 6 à 8 m (selon le diamètre), Ces joints permettent des orientations angulaires importantes ruais exigent des butées en béton ou des systèmes de verrouillage adaptés pour les changements de direction.

III-3- Etude des variantes

L'étude des variantes a pour objet le choix du tracé le plus économique possible de la conduite ainsi que le choix de l'emplacement adéquat de réservoir tampon.

La zone d'étude s'étale de la source qui est la station de pompage de la bêche d'eau de cote terrain naturel 38.07 m et qui est relié avec un réservoir intermédiaire vers la ville d'azzaba.

III-4-Proposition de variantes

L'acheminement de l'eau pour n'importe quel réseau d'alimentation en eau potable doit avoir une adduction, soit par pompage, soit gravitaire soit mixte. Plusieurs variantes de transfert des eaux de champ de captage de Hdjar essoud vers la ville d'azzaba peuvent se projeter.

Les variantes qui sont proposés répondent au même objectif à savoir transférer un volume d'eau potable vers la ville d'azzaba et sa répartition de manière à prendre en charge le développement futur de l'agglomération. Il s'agit de trouver celle qui répondra aux normes

hydrauliques cités et ne présente pas des contraintes pendant la réalisation et enfin celle qui est la Plus économique.

Dans ce projet deux variantes sont distinguées :

III-4-1-La première variante

L'adduction se décompose en deux parties.

III-4-1-1-Liaison (hdjar essoud - Réservoir tampon)

C'est la conduite de refoulement à partir de champ de captage hdjar essoud jusqu'au réservoir tampon projeté de cote terrain naturel 219.09 m.

III-4-1-2-Liaison (Réservoir tampon – réservoirs d'alimentation)

La conduite gravitaire part du réservoir tampon projeté vers les réservoirs d'alimentations existants de azzaba (2*1000m³) voir figure ci-après.

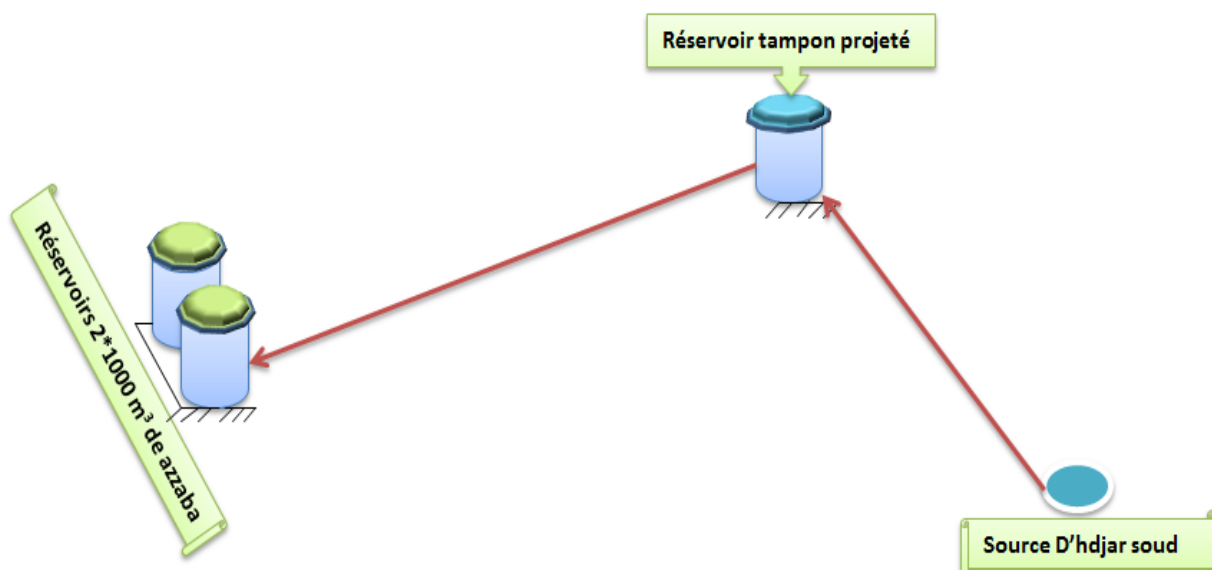


Figure III-4: Schéma vertical de la variante N°1

III-4-2-La deuxième variante

Il s'agit de refouler les eaux des forages (03forages) de notre champ de captage directement vers les réservoirs d'alimentations de la ville d'azzaba voir le figure ci-après.



Figure III-5: Schéma vertical de la variante N°2

III-4-3-Choix de la variante adéquate

La première variante refoule les eaux des trois forages de notre champ de captage vers un réservoir tampon qui sera projeté par contre, la deuxième variante refoule les eaux des deux forages directement vers les réservoirs d'alimentations d'après ce fonctionnement on aura des inconvénients et des contraintes majeures :

➤ **Empiètement de la conduite**

Dans le cadre de la réalisation de la double voies ferrée Annaba - Ramdane Djamel la conduite de refoulement a été empiétée sur une longueur de 4.5 km.

➤ **Piquages illicites**

Dans toutes les zones urbanisées par où passe la conduite de refoulement nous avons constaté un nombre importants de piquages illicites. Ils représentent environ une centaine.

➤ **Fonctionnement hydraulique**

La station de pompage a été conçue pour un fonctionnement hydraulique du type refoulement vers les réservoirs de distributions (Azzaba). Son HMT a été calculée pour ce type de fonctionnement. Il s'avère qu'avec les piquages illicites apparents les pertes de charges ont augmentées considérablement et par conséquent les eaux refoulées n'arrivent pas aux réservoirs précités.

On opte pour la variante N°1 parce que cette option permettra de mieux gérer le fonctionnement de la station de pompage ainsi que le réseau d'adduction, et économique que la deuxième variante.

III-5-Proposition des variantes de cote d'emplacement du réservoir tampon

III-5-1- La première proposition

Il s'agit de refouler les eaux des trois forages de notre champ de captage vers le réservoir tampon projeté sur la cote 219.09m puis gravitairement vers le réservoir d'alimentation voir le figure ci-après.

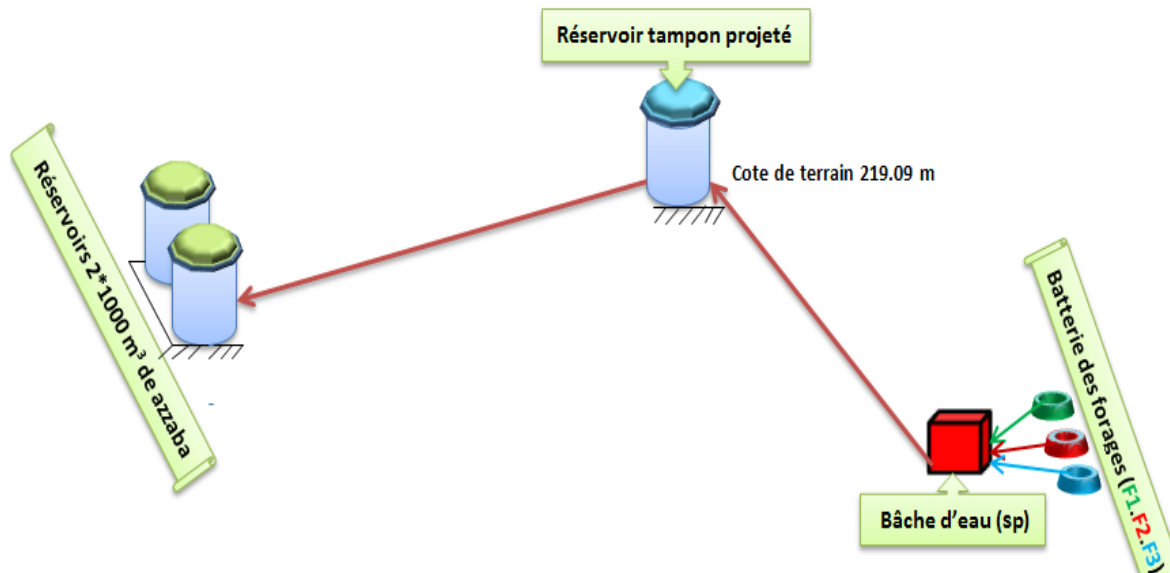


Figure III-6: Schéma de la variante N°1

III-5-2- La deuxième proposition

Même chemin d'adduction que la première variante seulement que nous avons changé la cote d'emplacement du réservoir tampon à 232 m.

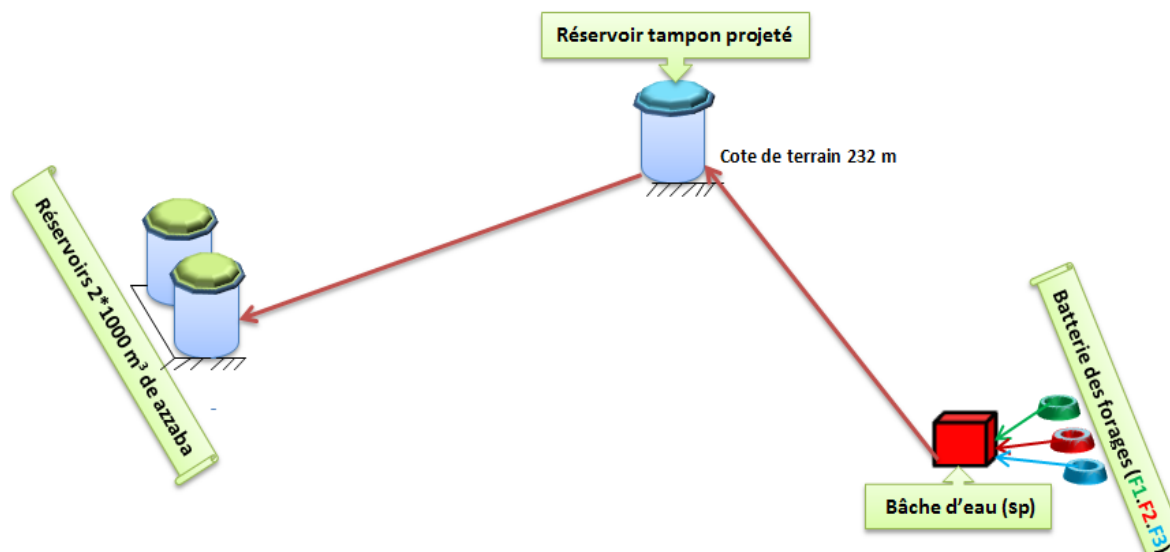


Figure III-7: Schéma de la variante N°2

III-6- Etude technico-économique de l'adduction [1]

L'étude du dimensionnement consiste à déterminer le diamètre optimal en se basant sur les frais d'exploitation et les frais d'amortissement de la conduite qui augmente avec l'augmentation du diamètre. Cette étude permettra de fixer la variante adéquate pour le projet.

III-6-1-Cas de refoulement

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

➤ **La formule de BRESSE**

$$D_{ec} = 1.5 \sqrt{Q}$$

- Q = débit à élever en m³/s.

➤ **La formule de BONIN**

$$D_{ec} = \sqrt{Q}$$

- Q = débit à élever en m³/s.

➤ **La formule de MUNIER**

$$D_{ec} = (1+0.02n) \sqrt{Q}$$

- n= nombre d'heures de pompage.
- Q = débit en m³/s.

➤ **La formule de VIBERT**

$$D_{ec} = 1.547 (e/f)^{0.154} Q^{0.46} \text{ (pompage continu)}$$

$$D_{ec} = 1.35 (e/f)^{0.154} Q^{0.46} \text{ (pompage de 10h/24h)}$$

- e= prix du kWh d'énergie.
- f= prix de 1kg de fonte en DA.

❖ **La formule des facteurs économique**

$$D_{ec} = E^{1/(\alpha+m)} C_j^{\beta/(\alpha+m)} Q_i^{(\beta+1)/(\alpha+m)}$$

- Q = débit en (m³/s) ;
- CJ = coefficient exprimant le rapport du débit du tronçon sur le débit à la tête du réseau.
- E = un facteur économique.

Les formules de BONNIN et BRESSE utilisées pour des vitesses constantes 1,28 m/s et 0,57 m/s respectivement, et les deux sont applicables pour une conduite unique.

Remarque

La formule de Bresse n'est valable que pour les petits projets (longueur de conduite ≤ 1 Km) Pour cela on utilise la formule de bonnin pour calcul le diamètre de la conduite de refoulement.

D : diamètre de la conduite (m).

Q : débit à relever (m³/s).

Les formules cités ci-dessous nous donnent des diamètres calculés qui ne sont pas normalisés pour cela on doit les normaliser par utilisation de la méthode des tableaux, tenant

compte des dépenses d'amortissement d'une part et d'autre part des frais d'exploitations.

III-6-2-Frais d'exploitations

III-6-2-1-Calcul des pertes de charge

a) pertes de charge linéaires

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

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

$$\Delta H_i = \lambda \frac{L V^2}{D 2 g} = I * L \quad (\text{III-1})$$

- V: vitesse moyenne d'écoulement en (m/s).
- ΔHi : Pertes de charge linéaires en (m)
- I: gradient hydraulique en (m/m)
- Le coefficient λ est obtenu par la formule de Nikuradsé

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

- Re: nombre de Reynolds. Il est calculé comme suit:

$$Re = \frac{V * D}{\nu} \quad (\text{III.3})$$

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

$$\nu = \frac{0,0178}{(1 + 0,0337 * t + 0,000221 * t^2)} \quad (\text{III.4})$$

- t: température de l'eau en degré;
- A t= 20°C: ν=0.01 Stocks =10⁻⁶ m²/s

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

$$K_s = K_0 + \alpha T \quad (\text{III-5})$$

- **k₀** : la rugosité à l'état neuf (k₀ = 1 mm) ;
- **α** : le coefficient de vieillissement de conduite (α = 0,04 mm/an) ;
- **T** : la durée d'utilisation de la conduite (t = 25 ans).

Alors, K_s = 1.8mm

b) Pertes de charge singulières

Elles sont générées par les singularités tels que les coudes, vannes, clapets, branchements, diaphragmes ...etc. Les pertes sont estimées de 10 % à 15% des pertes de charge linaires (on prend 15% dans notre cas).

Elles sont données par la formule suivante :

$$\Delta H_s = 0,15 * \Delta H_l \quad (\text{III-6})$$

(Les différentes singularités du réseau sont indiquées dans les profiles en long)

c) Pertes de charge totales (ΔH_t)

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

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

III-6-2-2- Calcul de la hauteur manométrique totale

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

$$HMT = Hg + \Delta H_a + \Delta H_r = Hg + \Delta H_t \quad (\text{III-8})$$

Hg: la hauteur géométrique

ΔH_a : pertes de charge à l'aspiration

ΔH_r : pertes de charge au refoulement

III-6-2-3- Puissance absorbée par la pompe

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

$$P = \frac{\rho * g * Q * HMT}{\eta} \quad (\text{III-9})$$

η : rendement de la pompe en (65-90) (%)

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

g: pesanteur (9.81 m/s²)

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

III-6-2-4- Energie consommée par la pompe

$$E = P * t * 365 \text{ [KWh]} \quad (\text{III.10})$$

t: c'est le temps de pompage par jour en (heure)

P: puissance de la pompe en (kW)

III-6-2-5- Frais d'exploitation

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

$$F_{ex} = E * e \text{ [DA]} \quad (\text{III.11})$$

E: énergie consommée par la pompe en (KWH)

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

III-6-2-6- Frais d'amortissement

Les frais d'amortissement sont donnés comme suit:

$$F_{am} = P_{rc} * A \text{ [DA]} \quad (\text{III.12})$$

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

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

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

i: Taux d'annuité annuel (Algérie), i = 8 %

n: nombre d'années d'amortissement, n = 25ans

$$A = \frac{0,08}{(0,08+1)^{25} - 1} + 0,08 = 0,094 = 9.4\%$$

III-6-3-Cas gravitaire

III-6-3-1-Calcul des pertes de charge

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

$$\Delta H_t = \frac{K' * L_{eq} * Q^\beta}{D_{av}^m} \quad (III.14)$$

- ✓ ΔH_t : Perte de charge totale (m);
- ✓ K' : Coefficient de perte de charge;
- ✓ L_{eq} : Longueur équivalente de la conduite (m) ;

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

- ✓ L_g : Longueur géométrique de la conduite (m) ;
- ✓ L_{e_s} : Longueur équivalente des pertes de charge singulière (m) ;

Dans le cas d'adductions, les pertes de charge singulières sont estimées à (10-15)% des pertes de charge linéaires.

$$\Delta H_t = 1,15 * \Delta H_p^{lin} \Rightarrow L_{eq} = 1,15 * L_g \quad (III.15)$$

III-6-3-2- Calcul des diamètres avantageux de l'adduction

Le diamètre avantageux est calculé à base de la formule suivante :

$$D_{av.i} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_{eq} * Q_i^\beta}{\Delta H_t}} \quad (III.16)$$

Avec :

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

Q : Débit véhiculé par la conduite (m^3/s) ;

β : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;

m : Exposant tenant compte du type du matériau.

Selon le type de matériau on choisit les coefficients K' , m et β .

Tableau III-1 : Coefficients K' , m , β pour différents types du tuyau.

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

Dans notre cas, on prend : $K' = 0,00179$; $\beta = 2$; $m = 5,3$ (matériau : la fonte ductile).

III-6-3-3-La vitesse d'écoulement

Dans le cas des adductions, la vitesse optimale de l'écoulement varie de **0,5 à 2,5 m/s**. on détermine la vitesse d'écoulement dans la conduite gravitaire moyennant l'équation de continuité :

$$Q = V * S \Rightarrow Q = V * \frac{\pi * D^2}{4} \quad \text{Ainsi: } V = \frac{4 * Q}{\pi * D^2} \quad (\text{III-17})$$

Avec :

Q : Débit véhiculé par l'adduction (m³/s) ;

S : Section de la canalisation (m²) ;

V : Vitesse d'écoulement (m/s) ;

D : Diamètre nominal de la conduite (m).

III-7- Choix des pompes [4]

La situation du forage et sa cote sont données. Il reste à déterminer les caractéristiques des pompes des forages qui ont une double fonction : aspirer et refouler l'eau vers le réservoir tampon projeté.

Dans cette partie, on va parler des moyens de pompages des eaux souterraines ainsi que les conditions de leur installation.

III-7-1-Choix du type d'installation

Le choix se fait en fonction du niveau dynamique de la nappe.

- ✓ Quand la nappe se trouve relativement proche de la surface du sol (20 à 30m), on utilise des pompes centrifuges à axe horizontal (tête de puits).
- ✓ Pour une profondeur de (60 a 100) m par rapport au niveau du sol, on choisit les groupes électropompes immergés.

III-7-2-Les groupes immergés

III-7-2-1-Description

Les groupes immergés sont constitués d'une pompe centrifuge et d'un moteur électrique avec accouplement rigide. En principe, ils sont prévus pour une installation verticale stationnaire immergée dans l'eau.

Corps d'aspiration entre la pompe et le moteur équipé d'une crépine d'aspiration protégeant la pompe contre les grosses impuretés contenues dans le liquide pompé.

III-7-2-2-Conditions d'installation

Les groupes immergés sont prévus pour l'installation dans des forages, bassins, réservoirs ou cuves. Etant donné qu'ils fonctionnent complètement immergés.

- ✓ Les groupes immergés ne doivent en aucun cas reposer sur le radier du forage ni venir s'appuyer contre la paroi du forage.
- ✓ Une circulation d'eau suffisante doit être assurée autour du Moteur En standard, une circulation forcée doit être assurée autour du moteur en fonction de la température du liquide véhiculé.
- ✓ La température maximale admissible T_{maxi} et la vitesse d'écoulement requise mini autour du moteur sont indiquées sur la plaque signalétique et dans la confirmation de commande. La vitesse d'écoulement requise est fonction du diamètre extérieur du moteur et des conditions d'installation suivantes.

- ✓ La formation de vortex pouvant entraîné l'aspiration d'air ou la marche à sec

du palier supérieur de la pompe doit être évitée. La pompe ne doit jamais fonctionner à sec. En cas de rendement insuffisant du forage ou variations importantes du niveau d'eau, installer impérativement un dispositif de protection.

- ✓ La profondeur d'immersion X des groupes doit être $\geq 0,5m$.

III-7-3-Critères du choix du type de pompe

Les différentes contraintes qui doivent être prises en considération pour orienter le choix de type de pompe à adopter résultent de l'examen des diverses conditions à satisfaire.

- ✓ Satisfaire le débit assuré.
- ✓ Satisfaire les hauteurs d'aspiration et de refoulement.
- ✓ Se tenir dans la zone de rendement maximal conduisant au coût le plus faible du mètre cube pompé.
- ✓ Vitesse de rotation élevée.
- ✓ Puissance absorbée minimale.
- ✓ Poids et encombrement faible.
- ✓ (NPSH) r minimale.

Pour le choix du type de pompe dans notre projet, on utilise un logiciel nommé CAPRARIE, il nous permet de déterminer avec précision les caractéristiques de différentes pompes en fonction du débit et de la hauteur manométrique voulus, En plus de ses avantages technique et mécanique. Ce type de pompe nous assure le débit et la hauteur manométrique totale avec une vitesse de rotation élevée.

III-8-Etude des variantes

III-8-1-Etude de la première variante cote de RT = 219.09m

III-8-1-1-Partie Refoulement (Champ de captage —réservoir tampon)

Il s'agit de refouler les eaux des forages de notre champ de captage vers le réservoir tampon projeté.

Tableau III-2 : Les caractéristiques de la conduite de refoulement

Tronçons	Débit (l/s)	La longueur (m)	C _T amont (m)	C _{TP} aval (m)
Bâche d'eau - RT	120	11619.47	38.07	223.09

III-8-1-1-1-Estimation des pertes de charge

❖ Bâche d'eau-RT

Notre conduite à une longueur de 11619.47 m au refoulement (BD-RT)

III-8-1-1-2-Détermination de la hauteur d'élévation des pompes

$$H_{cal} = H_g + \sum h_p + P_{ex} \quad (\text{III.18})$$

- ✓ P_{ex} : pression d'exhaure, $P_{ex} = 1m$

$$H_g = C_{Tp} - C_{PE}$$

Avec :

- ✓ C_{Tp} : Cote de trop plein.

✓ C_{PE} : Cote du plan d'eau

III-8-1-1-3-Détermination des diamètres économiques de la conduite de refoulement

D'après la formule de bonnin on a :

$$D = \sqrt{Q} = \sqrt{0.12} = 0.346 \text{ m.}$$

III-8-1-1-3-1-Calcul H_{mt}

D'après le tableau ci-après on a l' H_{mt} de chaque diametre

Tableau III-3 : Calcul de la H_{mt} du tronçon (BD – RT)

D(mm)	L (m)	Q (l/s)	V (m/s)	Ks (mm)	λ	ΔHl (m)	ΔHt (m)	Hg (m)	Hmt (m)
300	11619.47	120	1.70	1.8	0.033	185.58	213.41	185.02	398.43
350	11619.47	120	1.25	1.8	0.031	81.89	94.18	185.02	279.20
400	11619.47	120	0.96	1.8	0.030	40.35	46.41	185.02	231.43
450	11619.47	120	0.75	1.8	0.029	21.63	24.87	185.02	209.89
500	11619.47	120	0.61	1.8	0.028	12.39	14.25	185.02	199.27

Tableau III-4: Calcul des frais d'amortissement partie refoulement

D (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	Famort (DA)
300	3455.52	11619.47	40151310.97
350	5249.74	11619.47	60999196.44
400	6125.96	11619.47	71180408.44
450	7078.18	11619.47	82244700.16
500	8100.4	11619.47	94122354.79

Tableau III-5: Calcul des frais d'exploitation partie refoulement

D (mm)	P (K Watt)	E (KWh)	e (DA)	Fexploit (DA)
300	586.29	4279946.60	4.67	19987350.62
350	410.84	2999122.31	4.67	14005901.18
400	340.54	2485969.75	4.67	11609478.75
450	308.86	2254669.14	4.67	10529304.87
500	293.22	2140504.92	4.67	9996157.98

Tableau III-6 : Bilan (frais d'exploitation/frais d'amortissement) partie refoulement

D (mm)	F _{explo} (DA)	F _{amort} (DA)	Bilan (DA)
300	19987350.6	40151310.97	60497662
350	14005901.2	60999196.44	75159728
400	11609478.7	71180408.44	82864534
450	10529304.9	82244700.16	92813311
500	9996157.98	94122354.79	104140676

Le bilan minimum est pour le diamètre 300 mm avec une vitesse $V = 1.7$ m/s ; donc le diamètre économique est de 300 mm .

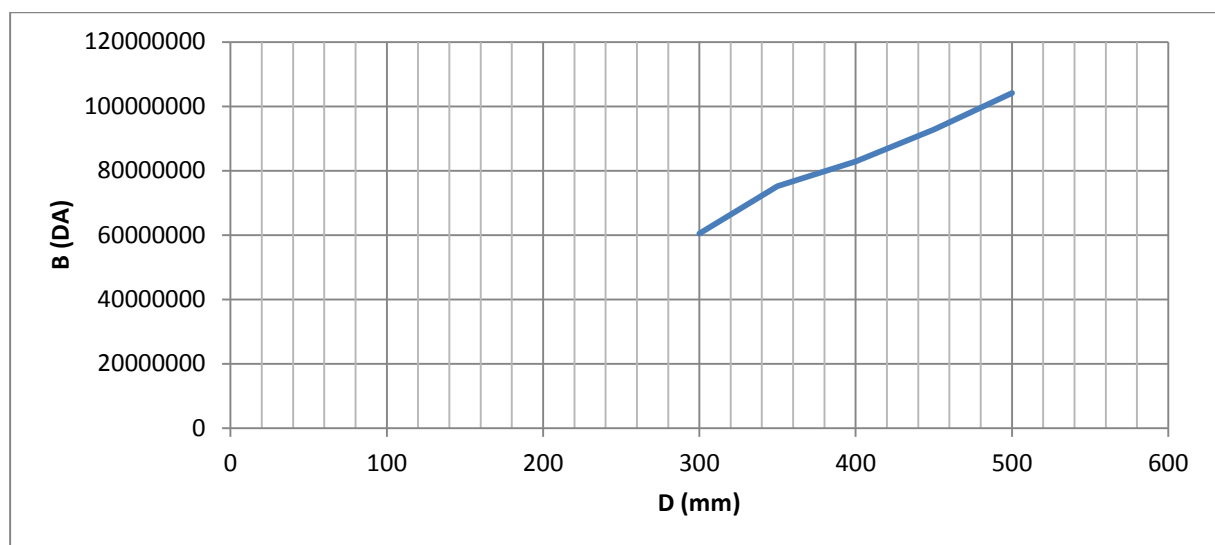


Figure III.8: Bilan (frais d'exploitation/frais d'amortissement) partie refoulement

III-8-1-2-Partie gravitaire (réservoir tampon-réservoir de distribution)

III-8-1-2-1-Détermination du diamètre avantageux

Le calcul du tronçon réservoir tampon- réservoir projeté se fait de telle façon que le tronçon véhicule en 24 heures la totalité du débit refoulé par les pompes installées au niveau des forages. Puisque le tronçon fonctionne gravitairement, il s'agit de déterminer le diamètre avantageux, la charge disponible est calculée en faisant la différence entre la cote du radier des réservoirs tampon et la cote de trop plein du réservoir de distribution

Sachant que la cote de trop plein du réservoir de distribution est $C_{Tp} = 199.42$ m

III-8-1-2-2-La charge disponible

$$\blacktriangleright H_d = C_{R-RT} - C_{Tp} \quad (\text{III.19})$$

Avec:

- ✓ H_d : La charge disponible.
- ✓ C_{R-RT} : Côte du radier du réservoir tampon (219.09m)
- ✓ C_{Tp} : Côte du trop-plein du de réservoir (199.42m)

$$\checkmark \Delta H_d = 219.09 - 199.42 = 19.67 \text{ m}$$

La longueur de la conduite gravitaire :

$$\checkmark L = 16581.92 \text{ m}$$

La longueur équivalente de la conduite gravitaire :

$$\blacktriangleright L_e = 1.15 * L$$

$$\checkmark L_e = 19069.21 \text{ m}$$

Détermination du gradient moyen

$$\blacktriangleright J_{\text{moy}} = \Delta H_d / L \quad \text{(III.20)}$$

$$\checkmark J_{\text{moy}} = 19.67 / 19069.21 = 0.001$$

Détermination du diamètre :

$$\blacktriangleright J = \Delta H / L = K' Q^\beta / D^m \quad \text{(III.21)}$$

$$D_{\text{cal}} = \sqrt[m]{\frac{K' Q^\beta}{J}}$$

Sachant que : $K' = 0,00179$; $\beta = 2$; $m = 5.3$

$$D_{\text{cal}} = \sqrt[5.3]{\frac{0.00179 * 0.12^2}{0.001}}$$

$$\checkmark D_{\text{cal}} = 0.501 \text{ m} = 501 \text{ mm}$$

Le diamètre normalisé de la conduite gravitaire est de $D_N = 500 \text{ mm}$.

Calcul la perte de charge :

$$\Delta H_t = \frac{K' * L * Q^\beta}{D_{\text{av}}^m} = 19.7 \text{ m}$$

La perte de charge est presque égale à la perte de charge disponible $\Rightarrow D_N = 500 \text{ mm}$

III-8-1-2-3-Calcul des paramètres hydrauliques

Les résultats trouvés par le calcul sont regroupés dans les tableaux suivants:

Tableau III-7 : Paramètres hydrauliques de la partie gravitaire

D (mm)	L_{eq} (m)	Q (l/s)	V (m/s)	ΔH_t (m)
500	19069.2	120	0.61	19.7

III-8-1-2-4-Les frais d'investissement

Les frais d'investissement de la conduite gravitaire figurent dans le tableau suivant:

Tableau III-8: Les frais d'investissement de la conduite gravitaire

D (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	$F_{\text{Investissement}}$ (DA)
500	8100.4	16581.92	134320184.77

III-8-2-Etude de la deuxième variante cote de RT = 232m

III-8-2-1- Partie Refoulement (Champ de captage —réservoir tampon)

Il s'agit de refoulement les eaux de forage de notre champ de captage vers le réservoir tampon projeté.

Tableau III-9: Les caractéristiques de la conduite de refoulement

Tronçons	Débit (l/s)	La longueur (m)	C _T amont (m)	C _{TP} aval (m)
Bâche d'eau - RT	120	11630	38.07	236

III-8-2-1-1- Estimation des pertes de charge

❖ Bâche d'eau-RT

Notre conduite à une longueur de 11630 m au refoulement (BD-RT)

III-8-2-1-2- Détermination de la hauteur d'élévation des pompes

$$H_{cal} = H_g + \sum h_p + P_{ex} \quad (\text{III.22})$$

✓ P_{ex} : pression d'exhaure, $P_{ex} = 1\text{m}$

$$H_g = C_{TP} - C_{PE}$$

Avec :

✓ C_{TP} : Cote de trop plein.

✓ C_{PE} : Cote du plan d'eau

III-8-2-1-3-Détermination des diamètres économiques de la conduite de refoulement

D'après la formule de bonnin on à :

$$D = \sqrt{Q} = \sqrt{0.12} = 0.346 \text{ m.}$$

III-8-2-1-3-1-Calcul H_{mt} :

D'après le tableau ci-après on à l' H_{mt} de chaque diamètre

Tableau III-10: Calcul de la H_{mt} du tronçon (BD – RT)

D (mm)	L (m)	Q (l/s)	V (m/s)	Ks (mm)	λ	ΔH_l (m)	ΔH_t (m)	Hg (m)	Hmt (m)
300	11630	120	1.70	1.8	0.033	185.74	213.61	185.02	398.63
350	11630	120	1.25	1.8	0.031	81.97	94.26	185.02	279.28
400	11630	120	0.96	1.8	0.030	40.39	46.45	185.02	231.47
450	11630	120	0.75	1.8	0.029	21.65	24.90	185.02	209.92
500	11630	120	0.61	1.8	0.028	12.40	14.26	185.02	199.28

37

Tableau III-11: Calcul des frais d'amortissement partie refoulement

D (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F _{amort} (DA)
300	3455.52	11630	40187697.6
350	5249.74	11630	61054476.2
400	6125.96	11630	71244914.8

450	7078.18	11630	82319233.4
500	8100.4	11630	94207652

Tableau III-12: Calcul des frais d'exploitation partie refoulement

D (mm)	P (K Watt)	E (KWh)	e (DA)	Fexplo (DA)
300	586.58	4282024.12	4.67	19997052.66
350	410.96	3000039.10	4.67	14010182.60
400	340.61	2486421.51	4.67	11611588.44
450	308.89	2254911.28	4.67	10530435.67
500	293.24	2140643.60	4.67	9996805.62

Tableau III-13: Bilan (frais d'exploitation/frais d'amortissement) partie refoulement

D (mm)	F _{amort} (DA)	Fexplo (DA)	Bilan (DA)
300	40187698	19997052.66	60991044.92
350	61054476	14010182.6	75666398.75
400	71244915	11611588.44	83378187.05
450	82319233	10530435.67	93335980.37
500	94207652	9996805.62	104673609.8

Le bilan minimum est pour le diamètre 300 mm avec une vitesse $V = 1.7$ m/s ; donc le diamètre économique est de 300 mm.

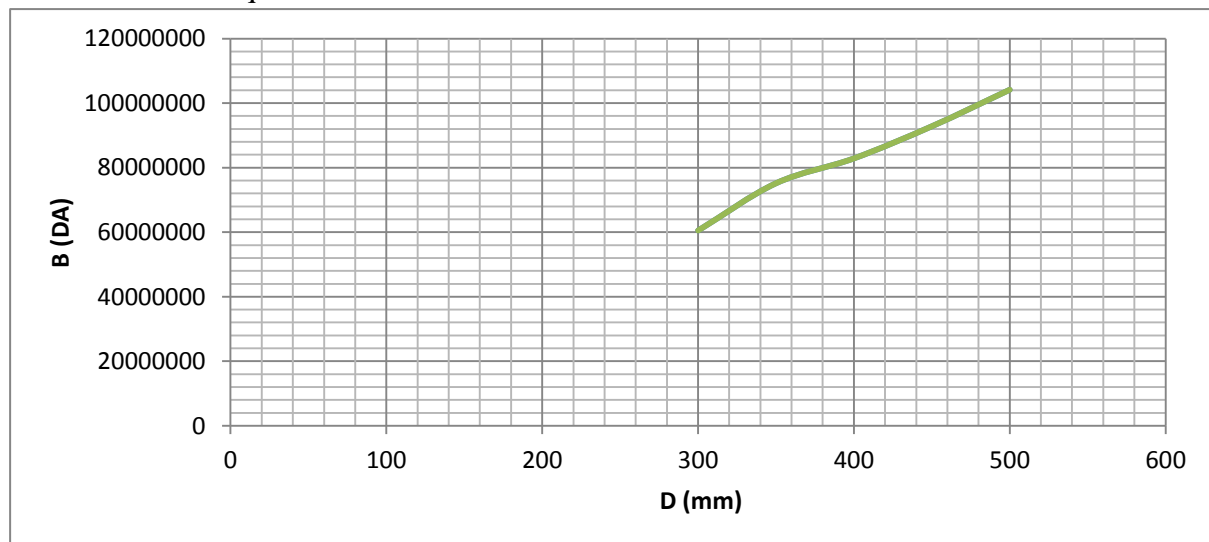


Figure III.9: Bilan (frais d'exploitation/frais d'amortissement) partie refoulement

38

III-8-2-2 - Partie gravitaire (RT-RD 2*1000m³)

III-8-2-2-1-Détermination du diamètre avantageux

Le calcul du tronçon réservoir tampon- réservoir projeté se fait de telle façon que le tronçon véhicule en 24 heures la totalité du débit refoulé par les pompes installées au niveau des forages. Puisque le tronçon fonctionne gravitairement, il s'agit de déterminer le diamètre avantageux, la charge disponible est calculée en

faisant la différence entre la cote du radier des réservoirs tampon et la cote de trop plein du réservoir de distribution

Sachant que la cote de trop plein du réservoir de distribution est $C_{Tp} = 199.42$ m

III-8-2-2-2-La charge disponible

$$\checkmark H_d = C_{R-RT} - C_{Tp} \quad (\text{III.23})$$

Avec:

- ✓ H_d : La charge disponible.
- ✓ C_{R-RT} : Côte du radier du réservoir tampon (232m)
- ✓ C_{Tp} : Côte du trop-plein du de réservoir (199.42m)
- ✓ $\Delta H_d = 232 - 199.42 = 32.58$ m

La longueur de la conduite gravitaire :

$$\checkmark L = 16600.4\text{m}$$

La longueur équivalente de la conduite gravitaire :

- ✓ $L_e = 1.15 * L$
- ✓ $L_e = 19090.46$ m

Détermination du gradient moyen

$$J_{\text{moy}} = \Delta H_d / L \quad (\text{III.24})$$

$$\checkmark J_{\text{moy}} = 32.58 / 19090.46 = 0.0017$$

Détermination du diamètre :

$$J = \Delta H / L = K' Q^{\beta} / D^m \quad (\text{III.25})$$

$$D_{\text{cal}} = \sqrt[m]{\frac{K' Q^{\beta}}{J}}$$

Sachant que : $K' = 0,00179$; $\beta = 2$; $m = 5.3$

$$D_{\text{cal}} = \sqrt[5.3]{\frac{0.00179 * 0.12^2}{0.0017}}$$

$$\checkmark D_{\text{cal}} = 0.452 \text{ m} = 452 \text{ mm}$$

Le diamètre normalisé de la conduite gravitaire est de $D_N = 450$ mm.

Calcul la perte de charge :

$$\Delta H_t = \frac{K' * L * Q^{\beta}}{D_{\text{av}}^m} = 32.85 \text{ m}$$

La perte de charge est presque égale la charge disponible $\Rightarrow D_N = 450$ mm

III-8-2-2-3-Calcul des paramètres hydrauliques

Les résultats trouvés par le calcul sont regroupés dans les tableaux suivants:

Tableau III-14 : Paramètres hydrauliques de la partie gravitaire

D (mm)	L (m)	Q (l/s)	V (m/s)	ΔH_t (m)
450	19090.46	120	0.75	32.85

III-8-2-2-4-Les frais d'investissement

Les frais d'investissement de la conduite gravitaire figurent dans le tableau suivant:

Tableau III-15: Les frais d'investissement de la conduite gravitaire

D (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	Finvestissement (DA)
450	7078.18	16600.92	117504299.93

III-8-2-2-5-Les bilans globaux

Tableau III-16 Les bilans de chaque variante

	VARIANTE 1	VARIANTE 2
Bilan (DA)	60497662	60991044.92
F invest (DA)	134320184.8	117504299.9
TOTAL (DA)	194817846.8	178495344.82

III-8-3-Interprétation des résultats

On remarque que les diamètres de la partie refoulement de la deuxième variante (de cote 232 m pour le réservoir tampon) sont presque les mêmes pour la première variante (219.09 m) alors les conduites sont de mêmes couts. De point de vue économique par contre de point de vue investissement, la deuxième variante est la plus économique.

Dans notre étude nous choisissons la deuxième variante qui montrée le tableau c dessus
Les diamètres des tançons sont montres comme suit :

Tableau III-17 : Le dimensionnement final de l'adduction

tronçon	D (mm)	vitesse (m/s)	longueur (m)
BD - RT	350	1.7	11630
RT - RD	450	0.75	16600.4

III-8-4-Choix des pompes de la variante adéquate (2^{ème} variante)

D'où d'après le LOGICIEL CAPRARI on trouve les résultats suivants dans le tableau ci-dessous:

Tableau III-18 : Variantes des pompes type multicellulaires à axe horizontal

N	Hg(m)	Hmt(m)	Q (l/s)	Pabs (kw)	η (%)	NPSHr(m)	N (tr/min)	Type de pompe
1	197.93	295.28	120	-	-	-	-	Aucun
2	197.93	310	60	538	75.5	5.23	2900	PM 125/5 E
4	197.93	294	30	459	76.9	3.41	2900	PM 100/5 C
6	197.93	305	20	521	74.6	3.12	2900	PM 80/8 C

Remarque

On choisit les deux pompes horizontales car elles vérifient la plupart des critères. et la pompe choisie d'après le logiciel CAPRARI **PM 125/5 E** et vue qu'on a 2 pompes alors on aura 1 pompe de secours.

III-8-4-1-Courbes caractéristiques des pompes :

Pour l'ensemble des pompes et pour une vitesse de rotation et un diamètre de la roue donnés, on distingue les courbes caractéristiques suivantes :

$$[H-Q] , [Pabs - Q] , [\eta_p - Q] , [(NPSH) r - Q]$$

Les courbes caractéristiques des pompes PM 125/5 E sont représentées dans la figure III-10:

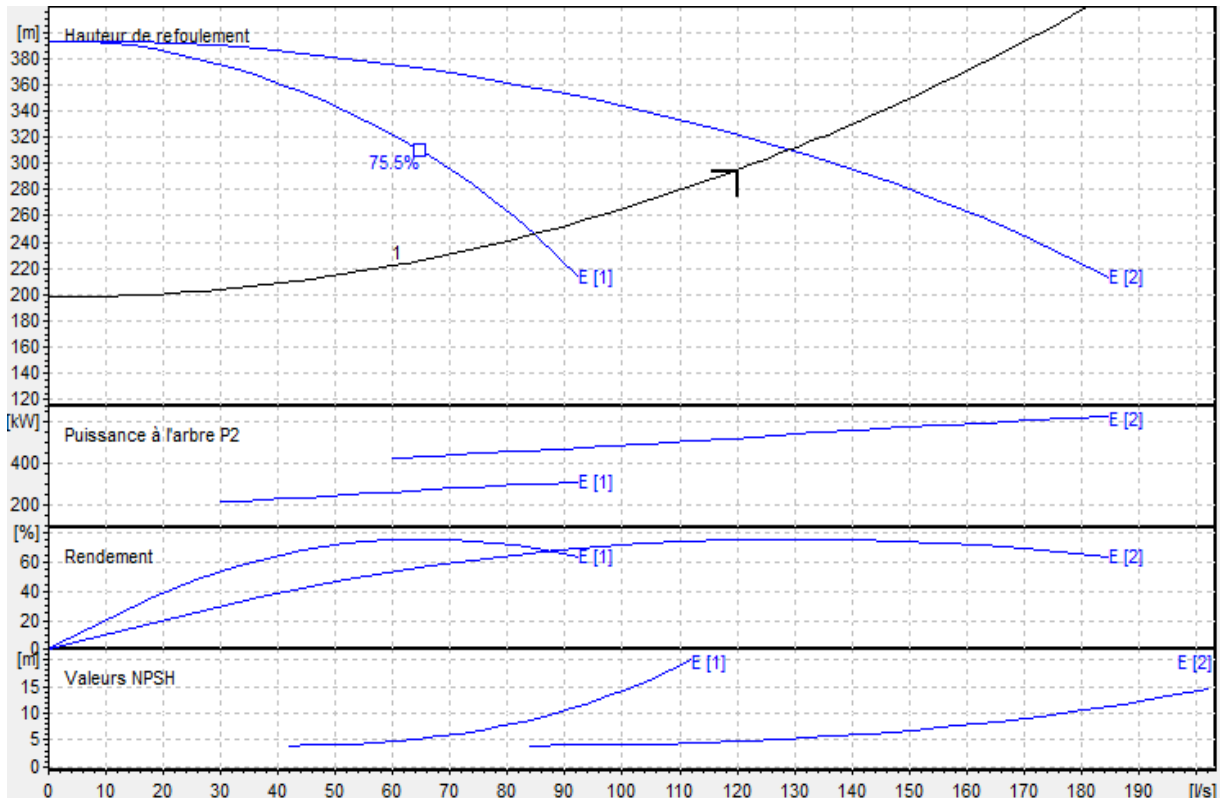


Figure III-10: Courbes caractéristiques des pompes

III-8-4-2-Point de fonctionnement

Portant les courbes caractéristiques de la pompe $H=f(Q)$ et de la conduite $H_c=f(Q)$ sur le même graphe (H-Q). en déduit que

Le point d'intersection de ces deux courbes est le point de fonctionnement du système. C'est-à-dire la pompe va pouvoir refouler un débit Q à une hauteur H lorsque ce point se trouve sur la plage du rendement maximal.

La pompe fonctionne alors dans les conditions optimales. Cette condition dans la plupart des cas n'est pas généralement satisfaite, c'est pourquoi on sera contraint d'introduire des modifications dans le fonctionnement ou dans le dimensionnement de la pompe. Afin de l'adapter à des conditions de marche données A cet effet, plusieurs solutions sont à envisager :

- Modification de la vitesse de rotation ;
- Modification du temps de pompage ;
- Rognage, la réduction du diamètre de la roue, pour réduire la hauteur et le débit d'une pompe donnée.

III-8-4-3-Courbe caractéristique de la conduite

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

$$H_c = H_g + \Delta h_t \dots \dots \dots (III-26)$$

Avec :

H_g : hauteur géométrique (m) ;

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

$$\Delta h_t = 1,15 * \Delta h_p^{lin} \dots\dots\dots \text{(III-27)}$$

Avec :

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

$$\Delta h_p^{lin} = \frac{8 * \lambda * L_{ref} * Q^2}{\pi^2 * g * D_{ec}^5} \dots\dots\dots \text{(III-28)}$$

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).

Tableau III-19 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP-RT)

N°	Q (m ³ /s)	2Q (m ³ /s)	H _g (m)	L _{ref} (m)	D _{ec} (mm)	λ	Δh _p ^{lin} (m)	Δh _t (m)	H _c (m)	Q (m ³ /h)	H (m)
1	0	0.000	197.93	11630	350	0.03200	0.000	0.000	197.9	0	393
2	0.03	0.015	197.93	11630	350	0.03200	7.092	8.156	206.1	108	389
3	0.06	0.030	197.93	11630	350	0.03200	28.368	32.624	230.6	216	375
4	0.09	0.045	197.93	11630	350	0.03200	63.829	73.403	271.3	324	353
5	0.12	0.060	197.93	11630	350	0.03200	113.473	130.494	328.4	432	322
6	0.15	0.075	197.93	11630	350	0.03200	177.302	203.897	401.8	540	281
7	0.18	0.090	197.93	11630	350	0.03200	255.315	293.612	491.5	648	224

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés sur la figure III-11

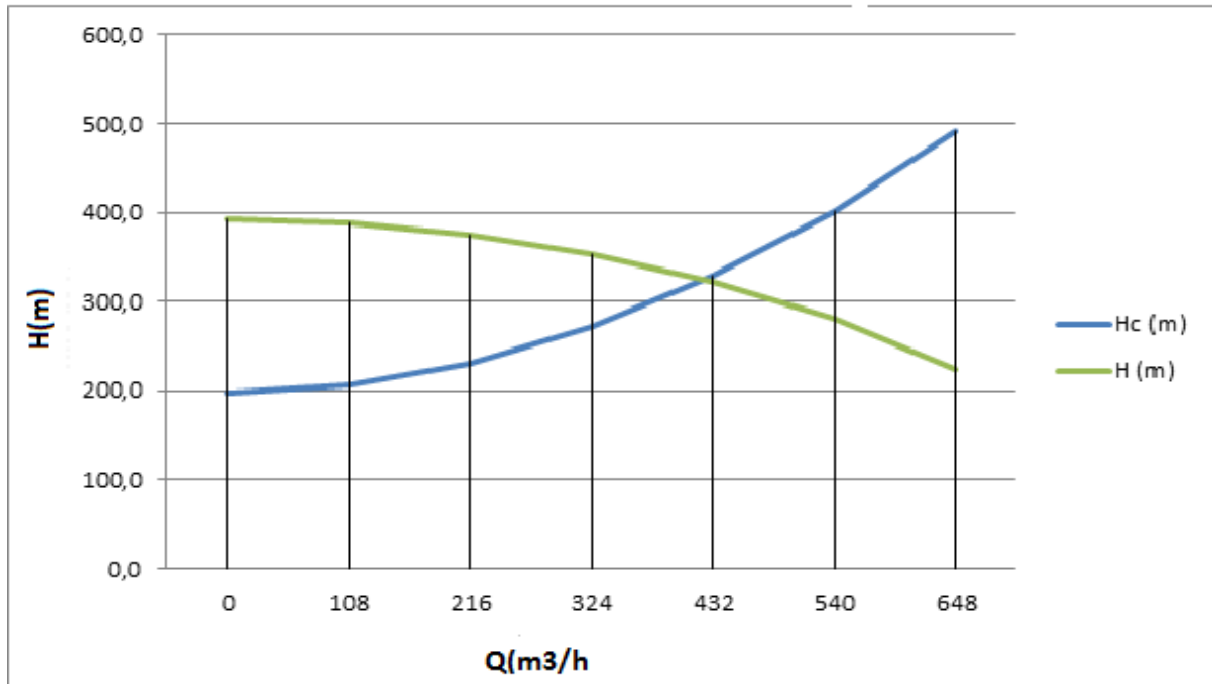


Figure III-11: Point de fonctionnement des pompes de la Station SP

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

$$\begin{cases} Q_{pf} = 426.6 \text{ m}^3/\text{h} \leq Q_{ppes} = 432 \text{ m}^3/\text{h} \\ H_{pf} = 323.5 \text{ m} \geq H_{ppes} = 295.28 \text{ m} \end{cases}$$

III-8-4-4-Calcul de déficit hydraulique :

$$\Delta Q = | [Q_{ppes}] - [Q_{pf}] |$$

$$\Delta Q = 120 - 118.5 = 1.5 \text{ (l/s)}$$

on doit augmenter de la vitesse de rotation de la pompe.

III-8-4-5-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 :

1- Débit disponible > Débit appelé

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

- Réglage qualitatif
 - Réglage quantitatif
 - Rognage
 - Augmentation des pertes de charge dans les conduites de refoulement
- 44
- Diminution de temps de pompage
 - Changement du type de la pompe

2- Débit disponible < Débit appelé

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

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

Conclusion

Dans notre cas ; On a $Q_{(P1+P2)} > Q_{pf}$ de 1.25% qui est inférieure de 10%; par conséquent aucun réglage n'est nécessaire.

III-8-4-6-Équipements hydrauliques en amont et en aval de la pompe :

III-8-4-6-1-Équipements en amont de la pompe :

- **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, et toute contre pente est à proscrire.

- **Joints :**

La conduites d'aspiration est en dépression, alors une attention particulière sera donnée aux joints afin de supprimer toutes possibilités d'entrée l'air, dans ce cas on préférera les souder aux joints à emboîtement et aux joints à manchon filetés, pour un raccordement sur les appareils ; clapet, vanne, pompe, on utilisera les joints à brides.

- **Joint de démontage :**

Comme son nom l'indique, ce joint est nécessaire lors de montage et le démontage de la pompe.

- **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'évite toute formation de poche d'air, on place horizontalement la génératrice supérieur de notre convergent.

- **Vanne papillon :**

Elle sert à isoler la pompe et empêcher l'écoulement dans ce tronçon lors des travaux d'entretien, ou si le débit est faible.

- **Les ventouses :**

Elles ont pour but d'évacuer l'air que contient la conduite, et lutter contre la surpression lors de l'écoulement transitoire (coup de bélier)

III-8-4-6-2-Équipements en aval de la 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 de non-retour :**

À la sortie de la pompe, on place un clapet dont le rôle sera d'empêcher l'inversion du débit d'eau lors de l'arrêt de la pompe, ils sont installés sur la conduite horizontale

- **Joint de démontage :**

Comme son nom l'indique, ce joint est nécessaire lors du montage ou le démontage de la pompe.

- **Vanne de régulation :**

Elle est munie de capteurs qui suivant leurs indications le pourcentage d'ouverture de la vanne est régulé

- **Vanne papillon :**

Elle sert à isoler la pompe et empêcher l'écoulement dans ce tronçon lors des travaux d'entretien, ou si le débit est faible.

- **Conduite de refoulement :**

Elle sert à véhiculer l'eau entre la pompe et le collecteur de refoulement, le diamètre de cette conduit est égale à 1.2 fois d_a ($D_a = 1.2d_a$)

- **Le by-pass :**

Un by-pass est placée entre l'aspiration et le refoulement de la pompe, il est muni d'un clapet fermé lorsque la pompe fonctionne normalement, au moment d'un arrêt brusque de la pompe, la dépression dans la conduite provoque l'ouverture du clapet et se trouve aussi limitée à la pression H_a existant à l'aspiration. Le clapet interdit par contre le retour d'eau.

Mais dans notre cas le by-pass ce trouve toute en amont des groupes de pompes.

Soupape de décharge :

Cet équipement est destiné à limiter la surpression, on le trouve installer avec le clapet.

III-8-4-7-Etude de la cavitation :

Il existe pour une pompe donnée fonctionnant à une vitesse déterminée, une hauteur limite d'aspiration en deçus de laquelle il convient toujours de se tenir. Pour que la pompe ne Cavite pas, elle doit être placée à une hauteur d'aspiration admissible pour que le NPSH (Net Pressure Section Head) requis soit toujours inférieur au NPSH_d disponible. (NPSH_d > NPSH_r).

Sachant que notre station de pompage fonctionne en aspiration on a :

$$(NPSH)_d = \frac{P_{at}}{\rho} - \frac{P_v}{\rho} - (+ha^{ad} + \sum hp_{asp} + \frac{v^2}{2g}) = (NPSH)_r + 0.1$$

$$ha^{ad} = -(NPSH)_r - 0.1 + \frac{P_{at}}{\rho} - \frac{P_v}{\rho} - \frac{v^2}{2g} - \sum hp_{asp} .$$

(NPSH_r) : Déterminé graphiquement d'après la figure III.10 égal à 5.23 m.

$\frac{P_{atm}}{\rho}$: Dépend de l'altitude d'implantation de la station de pompage (voir tableau III-20)

$\frac{P_v}{\rho}$: Dépend de température du liquide pompé (voir tableau III-21)

Tableau III-20 : Pression atmosphérique en fonction de la côte.

H (m)	- 50	0	100	300	500	1500	2000
$\frac{P_{atm}}{\rho}$ (m)	10.86	10.33	10.2	10.06	9.7	8.6	8.4

Tableau III-21: Pression de vapeur en fonction de la température.

T (°C)	5	10	20	30	40	50	80	100
$\frac{P_v}{\rho}$ (m)	0.09	0.12	0.24	0.43	0.75	1.25	4.82	10.33

D'où on tire les valeurs requises :

La côte de la station de pompage est de 38.5 m NGA alors $\frac{P_{atm}}{\rho} = 10.28$ m.

La température ambiante est considérée égale à 20°C donc $\frac{P_v}{\rho} = 0.24$ m.

47

$$\sum h_{asp} = \frac{k' \times Leq \times Q^\beta}{D^m} = \frac{0.00179 \times 1.15 \times 5 \times 0.12^2}{0.35^{5.3}} = 0.039 \text{ m.}$$

$$V_{asp} = 1,25 \text{ m}^2/\text{s}$$

Alors :

$$h_a^{ad} = -5.23 - 0.1 + 10.28 - 0.24 - 0.62 - 0.039 = +5.76 \text{ m.}$$

III-8-4-8-Calage de la pompe :

Le calage de la pompe est de déterminer la cote exacte de l'axe de la pompe par rapport à niveau du plan d'eau d'aspiration pour qu'elle fonctionne sans le moindre risque de cavitation.

Pour les installations en aspiration : $\nabla_{axe} = \nabla_{min} + h_{asp}^{adm} + r \dots\dots\dots$ (III-29)

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

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

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

- Le niveau minimum du plan d'aspiration : $\Rightarrow \nabla_{min} = 38m$

- La cote de l'axe de la pompe : $\nabla_{axe} = 38 + 5.76 - 0,2 \Rightarrow \nabla_{axe} = 43.56m$

III-8-4-8-1 Critères de choix du moteur électrique :

Les critères de choix du moteur électrique sont :

- Puissance absorbée minimale ;
- Position de l'arbre de transmission horizontale ou verticale ;
- Tension d'alimentation en fonction de la puissance du moteur et de l'investissement.

On choisit les moteurs adéquats à partir du catalogue du constructeur et cela en fonction de la puissance fournie par ce dernier et de sa vitesse de rotation.

III-8-4-8-2-Vitesse de rotation du moteur :

La vitesse de rotation du moteur est donnée comme suit :

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

Où:

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

48

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

III-8-4-8-3-Puissance fournie par le moteur :

La puissance qui devra être fournie par le moteur est calculée par la formule suivante :

$$P_m = \frac{\varpi * Q_{app} * HMT * K}{\eta_p * \eta_{acc} * \eta_m} \dots\dots\dots(\text{III-30})$$

P_m : Puissance du moteur (watt) ;

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

Q_{app} : Débit refoulé par une pompe ;

H_{MT} : Hauteur manométrique totale ;

η_p : Rendement de la pompe ;

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

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

K : Coefficient correcteur de puissance du moteur, est en fonction de la puissance de la pompe ;

Tableau III-22: Coefficient de correction en fonction de la puissance de la pompe :

P_{abs} (Kw)	1-2	2-10	10-50	50-100	100-200	$\succ 200$
K	2	2 -1,3	1,3 - 1,2	1,2 - 1,1	1,1 - 1,05	1,05

III-8-4-9- Caractéristiques du moteur :

- Fréquence:50HZ.
- Tension nominale:400V.
- Vitesse nominale:3100tr/min.
- Nombre de pôles: 2.
- Puissance nominale P2: 315kw.

III-8-4-10-Bâtiment de la station de pompage :

Pour le dimensionnement de station de pompage nous avons :

- Choix du bâtiment.
- Partie souterraine.
- Partie supérieur (salle des machines, salle annexe.)

La construction de la station de pompage dépend des paramètres suivants :

- Mode de raccordement prise d'eau – Station de pompage ;
- 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.

On distingue donc les types bâtiments de stations de pompes résultants de ces conditions, d'où on a :

- Bâtiments type bache sèche ;
- Bâtiments type bache mouillée – pompe noyée ;
- Bâtiments type bache mouillée – pompe dénoyée ;
- Bâtiments type surface ;
- Bâtiments type semi enterrée ;
- Bâtiments type bloc ;

III-8-4-10-1-choix du bâtiment :

Tableau III-23: Choix du type de bâtiment

paramètres	Type de bâtiment			
	bloc	Bâche sèche	Bâche mouillé	Surface
Débit Q (m ³ /s)	>2	<2	<6	<1,5
Type de pompe	Axiale à axe verticale ou horizontale	Pompe centrifuge	A axe verticale noyé	Pompe centrifuge
Hauteur admissible à l'aspiration (m)	-	<0 >0	<0 >0	Aspiration
D : variation du plan d'eau de la rivière (m)	1-2	1-3	-	Importante

On a:

-Debit $Q=0.12 \text{ m}^3/\text{s} < 2 \text{ m}^3/\text{s}$.

- Hauteur admissible à l'aspiration (m) = 5.553m > 0.

-Variation du plan d'eau de la bache (m) = (1-3).

50

Donc un bâtiment de type Bâche sèche.

III-8-4-10-2-Dimensionnement de bâtiment de station pompage :

A .Hauteur du bâtiment :

Elle est calculée comme suit :

$$H_b = H_5 + H_6 + H_7 + H_8 + H_9 \dots\dots\dots(\text{III-31})$$

Où :

$$H_5 = H_p + H_s + H_r \dots\dots\dots(\text{III-32})$$

H_p : Hauteur de la pompe. $H_p = 520$ mm

H_s : Hauteur du socle de 0,3 à 0,5 m, $H_s = 0,3$ m

H_r : Hauteur de réserve $H_r = 0,5$ m ;

A.N : $H_5 = 1.08 + 0,3 + 0,5 \Rightarrow H_5 = 1,88$ m

H_6 : Hauteur réservée à l'homme, $H_6=2,2$ m ;

H_7 : Hauteur du chariot, $H_7 = 0,3$ m ;

H_8 : Hauteur profilée, $H_8 = 0,8$ m ;

H_9 : Hauteur de sécurité, $H_9 = 0,5$ m ;

A.N : $H_b = 1,88 + 2,2 + 0,3 + 0,8 + 0,5 \Rightarrow H_b = 5,68$ m.

Les hauteurs du bâtiment étant normalisées (3,6 ; 4,2 ; 4,8 ; 5,5 m) on prend comme hauteur du bâtiment **$H_b = 5,5$ m.**

B. Longueur du bâtiment :

Elle est donnée en fonction des paramètres suivants :

$$L_b = n \times L + L_{int} + L_{pf} + L_1 \dots\dots\dots (\text{III-33})$$

n: Nombre de pompes, n = 3

L : Longueur de la pompe et celle du moteur,

A.N: $L = 2680$ mm $\Rightarrow L = 2.68$ m.

$L = 3 \times 2.68 \Rightarrow L = 8.04$ m.

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

On prend : $L_{int} = 1,0$ m.

L_{pf} : Longueur de la plate-forme de montage, $L_{pf} = 3$ m.

l_1 : Distance entre mur et premier organe de la pompe, $l_1 = 0,5$ m ;

A.N : $L_b = 8.04 + 1 \times 5 + 0.5 + 3 \Rightarrow L_b = 20$ m.

C. Largeur du bâtiment :

Elle est donnée par la relation :

$$l_b = l_1 + l_2 + l_3 + l_4 + 4.s + L_p + L_r \dots\dots\dots \text{(III-34)}$$

s : Epaisseur du mur, s = 0,2 m ;

l₁ : Distance entre mur et premier organe de la pompe,

$$l_1 = 0.2 + D_a = 0.3 + 0.25 = 0.55 \text{ m.}$$

l₂ = Distance entre mur et dernière organe de la pompe,

$$l_2 = 0.2 + D_r = 0.3 + 0.25 = 0.55 \text{ m.}$$

L_r : Longueur de l'armoire électrique, L_r = (2-3) m ;

On prend : L_r = 3 m.

L_p : Longueur du bureau du personnel,

On prend : L_p = 3.0 m ;

l₃ : Longueur des accessoires d'aspiration,

l₄ : Longueur des accessoires de refoulement,

$$l_3 + l_4 = l_p + l_{tr} + l_{tasp} + l_c + l_{div} \dots\dots\dots \text{(III-35)}$$

Où :

l_p : Longueur de la pompe, l_p = 2.68 m ;

l_{tr} : Longueur de la tubulure de refoulement, l_{tr} = 2 × D_r

A.N : l_{tr} = 2 × 250 ⇒ l_{tr} = 0.5 m ;

l_{tasp} : Longueur de tubulure d'aspiration, l_{tr} = 2 × D_a.

A.N : l_{tr} = 2 × (1.25 × 250) ⇒ l_{tr} = 0.625 m ;

l_c : Longueur du convergent, l_c = (3.5-4) (D_a-d_a) = 3.5 × 250 = 0.875 m.

l_c : Longueur du divergent, l_{div} = (3.5-4)(D_r-d_r) = 3.5 × 250 = 0.85 m.

A.N: l₃ + l₄ = 2.68 + 0.5 + 0.625 + 0.875 + 0.875 ⇒ l₃ + l₄ = 5.55 m.

A.N: l_b = 0.55 + 0.55 + 5.55 + 4 × 0, 2 + 3 + 0.3 ⇒ l_b = 10.75 m.

La station de pompage aura une largeur de 11 m.

D. Dimensions des portes :

- ✓ porte principale : **3×3.**
- ✓ porte secondaire : **2,5×1,6.**

E. Dimensionnement des fenêtres :

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

$$\sum S_f = 0,15 * 9 * 9 \Rightarrow \sum S_f = \mathbf{12.15m^2}.$$

Le nombre de fenêtres sera :

$$n = \frac{\sum S_f}{S_f} \dots\dots\dots(\text{III-36})$$

n : Nombre de fenêtres ;

S_f : Surface d'une seule fenêtre, **S_f = (1,2 * 2.2) ;**

A.N : $n = \frac{12.15}{1.2 * 2.2} \Rightarrow \mathbf{n = 4 \text{ fenêtres}}$

f. Dimensionnement des marches d'escalier :

- ✓ Hauteur : **17 cm ;**
- ✓ Largeur : **30 cm ;**
- ✓ Pente : **1/1,75.**

Tableau III-24: Récapitulation des dimensions du bâtiment de la station(SP)

Dimensions du bâtiment de la station (m)						
Longueur(m)	Largeur(m)	Hauteur (m)	Epaisseur des murs	Fenêtres(m)	Portes	
					secondaire	principale
20	11	5.5	0,2	1,2*2.2	2.5*1.6	3*3

Conclusion

L'étude technico-économique de l'adduction nous a permis de récapituler ce qui suit : l'adduction sera composée d'une partie gravitaire de **11630 m** de longueur et de **350 mm** de diamètre et d'une partie refoulement de **16600.4 m** de longueur, constituée une station de pompage existante et un réservoir tampon situé à une cote 232m et deux réservoirs de distribution de 1000m³ a chaque un.

CHAPITRE : IV

ETUDE DES SYSTÈMES

ANNEXES

Introduction :

Dans ce chapitre on va déterminer les capacités des réservoirs de stockage, en suite on va définir le phénomène de coup de bélier et ces caractéristiques.

IV-1-Les ouvrages de stockage

IV-1-1-Fonctions techniques des réservoirs existants :

Régulation de l'apport de la consommation d'eau pour permettre aux pompes

- ✓ Un refoulement constant ;
- ✓ sécurité d'approvisionnement ;
- ✓ régulation de la pression ;
- ✓ simplification de l'exploitation ;

Ils doivent être :

- ✓ Etanches Construits avec des matériaux qui ne soient pas susceptibles d'altérer l'eau à l'abri de toute contamination d'eau susceptible
- ✓ Etablir de façon à préserver l'eau contre les variations de la température

IV-1-2-Fonctions économiques :

Puisque les deux réservoirs existants sont tous des réservoirs de tête, donc il y a réduction des dépenses d'énergie

NB : La répartition des débits dans le réseau de distribution varie considérablement pendant toute la journée, cela est remarqué selon le graphique journalier de la consommation d'eau pendant les heures de consommation maximale. Les différences de débit d'apport et de distribution se versent dans le réservoir de stockage, alors que pendant les heures de pointe, où la consommation d'eau est maximale. Ainsi déficit du débit éventuel de réseau de distribution sera alimenté par les réservoirs de stockage.

IV-1-3-Classification des réservoirs :

D'après la situation et la topographie des lieux, les réservoirs peuvent Être :

- ✓ Enterrés ;
- ✓ Semi enterres ;
- ✓ Surélevés ;

D'après leurs formes, ils peuvent être :

- ✓ Circulaires ;
- ✓ Carrés ;
- ✓ Rectangulaires ;

D'après la topographie de notre agglomération, les réservoirs existant sont:

Tableau IV. 1 : Caractéristiques des réservoirs existants :

N°	Capacité des réservoir (m ³)	cote de radier (m)	type de réservoir
02	1000	195	semi-enterrées

IV-1-4-Emplacement des réservoirs :

L'emplacement du réservoir pose souvent un problème.

Lorsque les habitations d'une agglomération se trouvent pratiquement sur un terrain plat, la pression de service nécessaire n'est assurée que par un réservoir dont la cote du radier est beaucoup plus élevée que toute cote du réseau urbain.

On doit donc assurer cette pression que par un réservoir surélevé dont la cote est déterminée ainsi que son emplacement. On doit toujours tenir compte des considérations suivantes :

- ▶ Pour des raisons d'économie, il est préférable que le remplissage du réservoir se fasse par gravité, ce qui implique qu'on puisse le placer à un niveau bas par rapport à la source d'eau.
- ▶ L'alimentation du réseau de distribution doit se faire par gravité, le réservoir doit être construit à un niveau supérieur à celui de l'agglomération ; ce qui est vérifié pour AZZABA ;
- ▶ Lorsque deux réservoirs sont nécessaires, on doit les implanter de préférence soit en extrémité du réseau, soit à proximité du centre important de consommation, dans notre cas les réservoirs d'eau sont placés au Sud de AZZABA, la zone de la plus grande consommation.
- ▶ La cote radier doit être supérieure à la plus haute cote piézométrique exigée dans le réseau ce qui est respecté dans notre ville ;
- ▶ L'emplacement du réservoir doit être aussi choisi de telle façon à pouvoir satisfaire les abonnés la pression suffisante ;

IV-1-5-Choix du réservoir :

Ce sera bien entendu une question pour chaque cas .cependant à chaque fois que cela sera possible .Il sera préférable d'avoir recours au réservoir enterré, semi enterré ou au plus en élévation au-dessus du sol avec radier légèrement enterré

Le choix du réservoir dépend des :

- ✓ Conditions topographiques
- ✓ Conditions géotechniques.
- ✓ Conditions hydrauliques.
- ✓ Conditions économique.

IV-1-6-Construction des réservoirs :

Les matériaux employés dans la construction des réservoirs devront être choisis pour assurer leur parfaite étanchéité concurremment avec les conditions de leur mise en œuvre, et ne devront en aucun cas provoquer une altération des qualités de l'eau emmagasinée, à cet effet. Seront choisis pour la construction du réservoir des matériaux durables.

Le béton armé présente l'avantage de ne pas être atteint par la rouille, tout en préservant l'eau des variations de température.

Un accès avec un regard en double couverture et une échelle de sécurité sera prévu pour les voiles du réservoir.

Une ventilation convenablement choisie sera aménagée, conçue de façon à éviter l'entrée d'une certaine espèce nuisible (serpent, souris ... etc).

56

Toute vanne sera disposée dans une chambre de manœuvre.

IV-1-7-Les équipements du réservoir [1] :

Pour permettre leur exploitation les réservoirs sont munis de plusieurs conduites, organes et accessoires .Chacun d'eux est équipé entre autre de:

IV-1-7-1-Conduite d'arrivée ou d'alimentation:

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

Cette conduite peut être installée de plusieurs manières:

a) Par sur verse :

Soit avec chute libre soit en plongeant la conduite de façon à ce que son extrémité soit toujours noyée, le premier cas provoque une oxygénation de l'eau mais il libère facilement le gaz carbonique dissous et par suite il favorise l'entartrage du réservoir et des conduites.

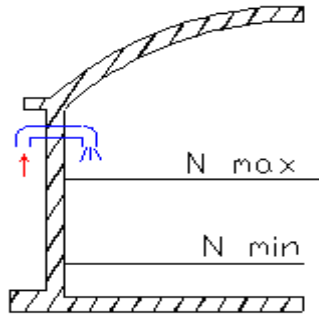


Figure IV.1: Arrivée par sur verse
(Chute libre)

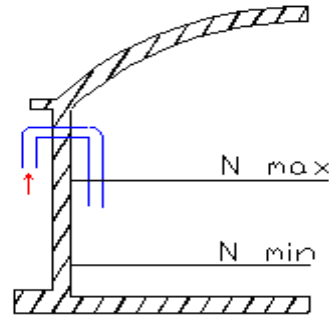


Figure IV.2 : Arrivée par sur verse
(Noyée)

b) Par dessous

Soit par le bas à travers les parois du réservoir soit par le fond à travers le radier.

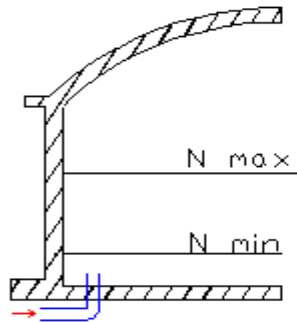


Figure IV.3 : Arrivée par dessous
(Par le fond)

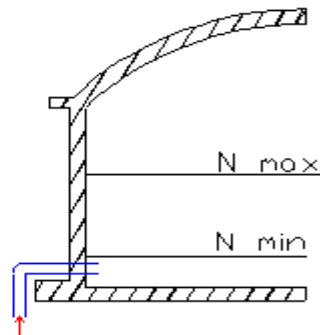


Figure IV.4: Arrivée par dessous
(Par le bas)

IV-1-7-2-Conduite de départ ou de distribution :

Le départ de la conduite de distribution s'effectue à 0.15 ou 0.2m au-dessus du radier en vue d'éviter d'introduire dans la distribution des boues ou des sables qui éventuellement pourrait se décompter dans la cuve.

On réserve au minimum 0.5m au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite en cas d'abaissement maximal du plan d'eau.

L'extrémité de la conduite est munie d'une grille ou crépine courbée pour éviter le phénomène de vortex.

En cas de rupture de la conduite de distribution et dans l'hypothèse d'un grand réservoir, il faut avoir la possibilité de l'isoler rapidement pour éviter les pertes d'eau en cas de cassure de la conduite de distribution .il pourra être envisagé de rendre automatique la fermeture du robinet en utilisant une vanne-papillon qui se met en marche dès qu'une surtension se manifestera dans la conduite.

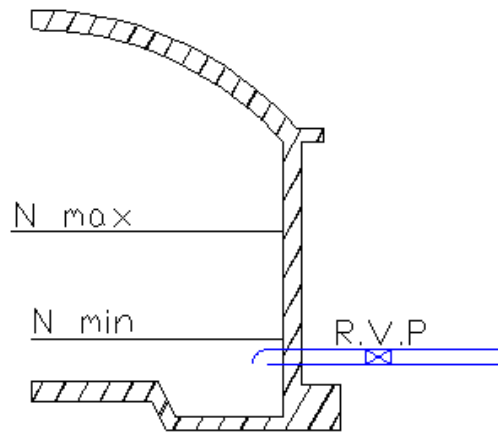


Figure IV.5:Conduite de départ

IV-1-7-3-Conduite de trop-plein :

Cette conduite devra pouvoir évacuer la totalité du débit Q arrivant au réservoir. Elle ne comportera pas de robinet sur son parcours. Sa section transversale sera disposée selon un plan horizontal situé à une distance h au-dessous du niveau maximal susceptible d'être atteint dans la cuve.

La canalisation de trop-plein débouchera à un exutoire, mais on peut craindre par cet exutoire une pollution ou une introduction d'animaux ou de moustiques qui pourraient ainsi pénétrer dans le réservoir, ainsi ménage-t-on un joint hydraulique constitué par un siphon qui maintient en eau le tronçon.

Si le réservoir est compartimenté chaque cuve doit avoir une conduite de trop-plein.

IV-1-7-4-Conduite de vidange :

La conduite de vidange placée au point bas du réservoir permet une décharge complète vers l'égout pour permettre l'inspection et le nettoyage du réservoir, ainsi que d'éventuelles réparations.

58

Elle part du point bas du réservoir et se raccorde sur la canalisation de trop-plein. Elle comporte un robinet vanne qui doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter le dépôt de sable (difficulté de manœuvre).

Un dispositif de clapet doit être installé sur les canalisations de trop-plein et de vidange afin de protéger le réservoir d'éventuelle contamination.

Des détecteurs de niveau peuvent être installés dans le réservoir pour signaler les niveaux critiques, le niveau de débordement et le niveau bas notamment pour la protection des pompes.

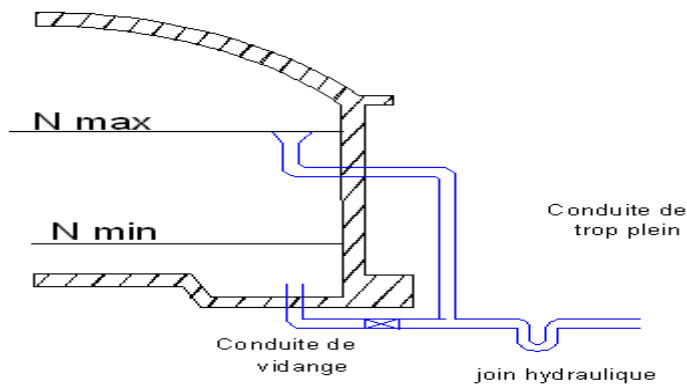


Figure IV.6: Conduite de vidange et de trop plein

IV-1-7-5-Conduite by-pass :

En cas d'indisponibilité de nettoyage ou réparation si le réservoir n'est pas compartimenté il est bon de prévoir une communication entre les deux conduites (adduction et distribution).

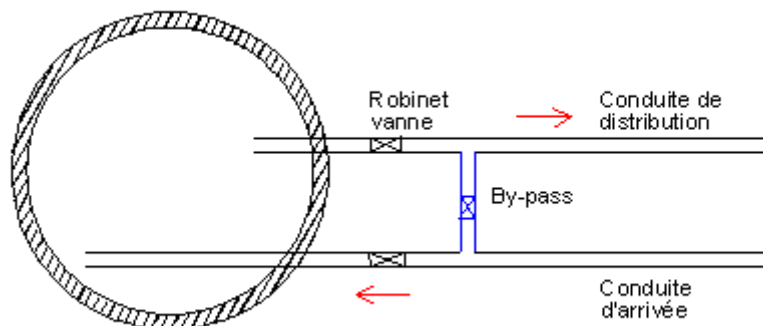


Figure IV.7: Conduite by-pass

IV-1-7-6-Matérialisation de la réserve d'incendie :

Quand la surveillance du plan d'eau dans le réservoir ne peut être assurée par du personnel à demeure, ce qui est le cas pour les installations automatiques, il importe que des dispositions soient prises en vue d'éviter dans le cas d'un soutirage intensif que la réserve d'incendie ne puisse passer dans la distribution. Nous distinguons deux types de systèmes : le système à deux prises et le système à siphon.

59

Dans le système à deux prises on remarque une tranche d'eau morte qui ne se renouvelle pas contrairement au système à siphon qui se désamorce grâce à un évent ouvert à l'air libre et la réserve ne serait pas entamée en cas de sinistre.

IV-1-7-7-Système automatisé :

Un système automatisé sera placé et aura pour rôle de se déclencher au moment où le niveau d'eau atteint la limite voulue.

IV-1-8-Diagnostic et réhabilitation des réservoirs (voir l'annexe IV.3) :

Les réservoirs d'eau potable constituent un patrimoine très important parmi les ouvrages hydrauliques, sachant qu'à travers ces réservoirs; le stockage des millions de mètres cubes en Algérie destinées à la consommation humaine journalière est actuellement assurée.

En plus des caractéristiques des autres ouvrages de génie civil ordinaires; les réservoirs d'eau potable en béton armé doivent assurer en même temps la fonction structurelle et la fonction d'étanchéité, cette dernière est généralement réglementée sur la base des exigences en matière de fuites.

IV-1-9-Caractérisation du terme "Etanchéité" et classification réglementaire :

L'étanchéité est la qualité caractéristique d'un ouvrage à s'opposer au passage de l'eau ou d'un fluide (liquide et/ou gaz) dans les limites de débit de fuite qui ont été définies pour son exploitation.

Les ouvrages sont classés selon le principe de réalisation de leur étanchéité en :

- ✓ **Classe A** : ouvrages dont l'étanchéité est assurée par la structure seule.
- ✓ **Classe B**: ouvrages dont l'étanchéité est assurée par la structure complétée par un revêtement d'imperméabilisation.
- ✓ **Classe C** : ouvrages dont l'étanchéité est assurée par un revêtement d'étanchéité adhérent ou indépendant du support, la structure assurant uniquement une fonction mécanique.
- ✓ **Classe D** : ouvrages réalisés à l'aide d'éléments préfabriqués.

Les normes et règlements donnent des limites de fuites tolérées, le constat contradictoire se fera au plus tôt 10 jours après la fin du remplissage, Les pertes ne doivent pas dépasser une valeur moyenne de 500 cm³ par mètre carré de paroi mouillée et par jour pour un réservoir sans revêtement, et 250 cm³ pour un réservoir muni d'un revêtement d'imperméabilisation ou d'étanchéité. Cette condition peut être considérée comme remplie, si l'on ne constate pas de fuite apparente

IV-1-10-Réhabilitation des réservoirs :

IV-1-10-1-Moyens de protection contre les fuites :

Le traitement des défauts d'étanchéité des réservoirs constitue souvent un problème délicat, l'expérience montre qu'en moyenne une fois sur quatre les résultats obtenus ne sont pas jugés satisfaisants soit que l'étanchéité obtenue ne donne pas satisfaction lors de la première mise en eau, soit un décollage apparaît dans le revêtement.

60

IV-1-10-2-Les procédés généralement utilisés sont les suivants :

- ✓ Exécution d'un enduit de ciment à l'intérieur des parois, le réservoir devra rester assez longtemps hors service.
- ✓ Application interne par un revêtement plastique ou en bitume armé, ces travaux nécessitent beaucoup de soins.
- ✓ Injection des coulis de ciment ou d'un mélange à base résine au niveau des fissures sous une pression de 10 à 14 bars.
- ✓ Il faut également mentionner, qu'on peut avoir recours à la construction d'un nouveau réservoir, dans quelques cas particuliers (cuve très gravement détériorée, réaménagement du réseau de distribution).

IV-1-11-Potabilité et exigences techniques sur les produits utilisés :

En matière de réparation des réservoirs d'eau potable, il convient évidemment que les produits utilisés au contact de l'eau n'altèrent pas la "qualité alimentaire" de celle-ci.

Ces produits doivent donc :

- ✓ ne pas libérer de produit toxique en quantités supérieures au minimum défini par les normes,
- ✓ ne pas modifier les qualités organoleptiques de l'eau potable (goût, couleur et odeur),
- ✓ ne pas provoquer de réaction intempestive avec les parois.

En plus de la potabilité, les qualités des produits utilisés recherchés dans la plupart des applications sont :

- ✓ une bonne adhérence au support,
- ✓ une résistance mécanique au moins égale à celle du support,
- ✓ une imperméabilité à l'eau, même en faible épaisseur,
- ✓ pas d'altération par les agents extérieurs (eau, condensation, sous-pression),
- ✓ une bonne tenue dans le temps,
- ✓ pas de réaction parasite au contact de l'eau.

IV-1-12-Désinfection et nettoyage des réservoirs :

La désinfection est un moyen simple de protéger les usagers et le réseau des contaminations bactériologiques.

Le nettoyage permet le retour à une situation normale.

IV-1-12-1-Désinfection manuelle de l'eau du réservoir :

- ✓ Se procurer des berlingots d'eau de Javel à 36 degrés chronométriques dans le Commerce.
- ✓ Juger du volume disponible dans le réservoir au moment de la désinfection.
- ✓ Préparer la solution désinfectante en prenant soin de diluer le volume de chlore nécessaire dans un seau d'eau juste avant de le verser, cela favorise la dispersion.
- ✓ Un temps de contact est nécessaire à la bonne action du chlore, laissé agir au moins 2 h dans le réservoir
- ✓ Procéder à la désinfection de préférence la nuit ou tôt le matin.

61

IV-1-12-2-Nettoyage du réservoir :

- ✓ Vérifier l'état de l'ouvrage en réparant si nécessaire l'étanchéité périphérique et éliminer tous les éléments grossiers qui auraient pu pénétrer dans les ouvrages.
- ✓ Pomper l'eau de l'ouvrage, les eaux sont soit rejetées au milieu naturel, soit introduites dans le réseau de distribution. Dans ce cas on doit informer les utilisateurs sur le non potabilité de l'eau.
- ✓ Nettoyer et désinfecter :
 - Débarrasser les parois de leurs corps étrangers par brossage, jet haute pression
 - Nettoyer et désinfecté à l'aide d'une solution désinfectante.
- ✓ Rincer : Un rinçage abondant avec une eau claire doit suivre la désinfection. La solution désinfectante doit impérativement être neutralisée avant le rejet par une dilution de sa concentration.

- ✓ Contrôler : Après cette opération, faire vérifier, dans les 24 heures, la qualité de l'eau par un laboratoire agréé

IV-1-13-Analyse des défauts d'étanchéité et choix des procédés de réparation :

Nous proposons dans le schéma du diagramme suivant la démarche et la méthodologie de l'opération d'expertise d'un réservoir d'eau potable. La réussite de cette démarche est toujours liée au respect et au suivi strict des étapes énumérées dans le tableau annexe.

IV-1-14-Quelques recommandations pour le bon fonctionnement du réservoir :

Pour des raisons d'hygiène et de sécurité les réservoirs devront être:

- ✓ Couverts, pour les protéger contre les variations de températures et l'introduction de corps étrangers.
- ✓ Eclairés par des ouvertures munies de plaque de verre ;
- ✓ Etanches et ne recevront aucun enduit susceptible d'altérer l'eau

Les désordres qui caractérisent ce genre d'ouvrage sont bien le cas pathologique des fuites plus au moins importantes rencontrées avec un pourcentage de 85 %.

Le défaut d'entretien périodique présente un pourcentage élevé avec une valeur de 95 %, ce qui nous ramène à donner l'importance primordiale des programmes d'entretien durant la vie de l'ouvrage pour une meilleure durabilité et maintien des ouvrages.

IV-1-15-Dimensionnement des réservoirs:

IV-1-15-1-Réservoir tampon :

On installe le réservoir tampon ou réservoir intermédiaire généralement dans les adductions mixtes, dans le cas où la conduite de refoulement se transforme à une conduite gravitaire.

Cet réservoir joue le rôle de mise en charge, qui sert à transiter le débit refoulé par les deux pompes du forages vers la conduite gravitaire jusqu'à château d'eau qui alimente la ville.

Le réservoir a une importance considérable, il a pour rôle :

62

- Eviter les fortes dépressions quand la ligne piézométrique écrête la conduite ou quand les pompes s'arrêtent ce qu'il provoque aspiration des joints.
- Augmenter la pression dans le point de transformation (quand la conduite de refoulement devient à une conduite de refoulement).
- Supprimer le rassemblement d'aire au point de transformation.
- Dans le cas d'absence du réservoir tampon, il aura un décollement de l'enduit du ciment.

La capacité du réservoir peut être calculée d'après le temps de fermeture de la vanne située à l'extrémité aval de la conduite gravitaire. En vue de limiter les effets du coup de bélier de fermeture.

Le volume sera déterminé selon la formule suivante:

$$V_{réservoir} = \frac{Q_{tr} * t}{2} \quad (\text{Fermeture linéaire}) \quad (\text{IV-1})$$

Q_{tr} : Débit transit : est le débit entrant dans le réservoir tampon qui est

$$Q_{tr}=Q_{maxj}= 15995.82m^3/j= 666,49 m^3/h$$

t : temps de fermeture de la vanne télécommandée située à l'extrémité aval de la conduite gravitaire ($t=2.5$ h), donc:

$$V_{RTBB} = \frac{Q_{tr} * t}{2} = \frac{666.49 \times 2,5}{2} = 833,12(m^3)$$

Par sécurité, la capacité de réservoir tampon sera $1000 m^3$ pour tenir compte du temps qui s'écoulera nécessairement entre l'arrêt de groupes et le commencement de la fermeture de la vanne.

IV-1-15-2-Forme et Définition de la géométrie du réservoir tampon de volume 1000m³

Le dimensionnement du réservoir circulaire de contenance $1000m^3$ se fera sur la base des formules empiriques de **FONLLADOSA** (mai 1937) permettant de dimensionner à priori un réservoir.

Ainsi :

✓ Le diamètre de la cuve est :

$$D = 1,405\sqrt[3]{V}$$

$$D = 1,405\sqrt[3]{1000} = 14.05m$$

$$D=14m$$

✓ La hauteur de la cuve est

$$H=V/S$$

$$H=1000/(\pi D^2/4)=6.5m$$

$$H= 7 m$$

IV-1-15-3-Le réservoir de distribution

63

IV-1-15-3-1- Dimensionnement le volume des réservoirs dans le 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 peut avoir intérêt à effectuer une alimentation discontinue, afin de diminuer le volume du réservoir pour que le débit horaire disponible Q_a soit supérieur au débit moyen horaire Q_{moyh} de la journée.

Il est bien 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 8h et 12h ou la consommation peut atteindre $K_p \cdot Q_{moyh}$. Pendant ces quatre heures, il faudra fournir en plus de l'alimentation à débit constant Q_a un volume d'eau égal à :

$$4 \cdot (K_p \cdot Q_{moyh} - Q_a) = Q_{moyh} \cdot (14 - 4 \cdot \frac{Q_a}{Q_{moyh}})$$

Si $K_p = 1.92$ (pointe)

Cette capacité varie linéairement en fonction de débit Q_a . Elle est évidemment nulle lorsque le débit disponible Q_a atteint le débit de pointe maximal et en retrouve la valeur $10 \cdot Q_{moyh}$ pour : $\frac{Q_a}{Q_{moyh}} = 1$.

On a :

$$Q_a = 432 \text{ m}^3/\text{h} \quad K_p = 1.92 \quad Q_{moyh} = 666.49 \text{ m}^3/\text{h}$$

Donc :

$$V_{rd} = 4 \cdot (1.92 \cdot 666.49 - 432) = 3390.64 \text{ m}^3 \text{ normalisé à } V_{rd} = 3500 \text{ m}^3.$$

IV-2-PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LE COUP DE BELIER

IV-2-1-Définition :

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

- Arrêt brutal d'un ou de plusieurs groupes électropompes. alimentant une conduite de refoulement débutant en un réservoir.
- démarrage d'une pompe.
- Fermeture instantanée ou trop rapide d'une vanne de sectionnement.

Les conduites de refoulement doivent toujours être examinées du point de vue protection contre les coups de bélier. Il en sera de même pour les conduites d'adduction dont le débit se trouve réglé à l'aval par un robinet vanne.

64

Les caractéristiques d'ouverture et de fermeture de se robinet vanne sont connue.

IV-2-2-Les risques dus aux coups de bélier :

En pratique les risques dus au coup de bélier sont importants

IV-2-2-1-Risque de forte pression :

Les surpressions dues aux coups de bélier peuvent être engendrées aux 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.

IV-2-2-2-Pression négative :

Cette pression peut apparaître soit après une forte surpression, soit à la suite d'un arrêt instantané d'une pompe si cette pression devient inférieure à -10 m.c.c 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.

IV-2-2-3-Fatigues des conduites :

Le passage successif d'une surpression à une dépression et inversement peut Provoquer la fatigue des conduites ce phénomène est très compliquée dans le cas ou les conduites sont enterrées.

IV-2-3-Moyens de protection contre le coup de bélier :

Les appareils anti bélier devront avoir pour effet :

- De limiter la dépression.
- De limiter la surpression.

Les appareils les plus utilisés sont les suivants :

- ✓ Les volants d'inertie qui interviennent dans la protection contre les dépressions.
- ✓ Les soupapes de décharge qui interviennent dans la protection les surpressions.
- ✓ Les réservoirs d'air et les cheminées d'équilibre qui interviennent à la fois dans la protection contre les dépressions et les surpressions.

IV-2-3-1- Les volants d'inertie :

Le volant d'inertie calé sur l'arbre du groupe constitue l'un de ces moyens grâce à l'énergie qu'il accumule pendant la marche normale.

Le volant d'inertie la restitue au moment de la disjonction et permet ainsi d'allonger le temps d'arrêt de l'ensemble donc de diminuer l'intensité du coup de bélier.

IV-2-3-2- Les soupapes de décharge :

Ces appareils font intervenir un organe mécanique, un ressort à boudin ordinairement qui par sa compression obture en exploitation normale un orifice placé sur le conduit au point à protéger.

65

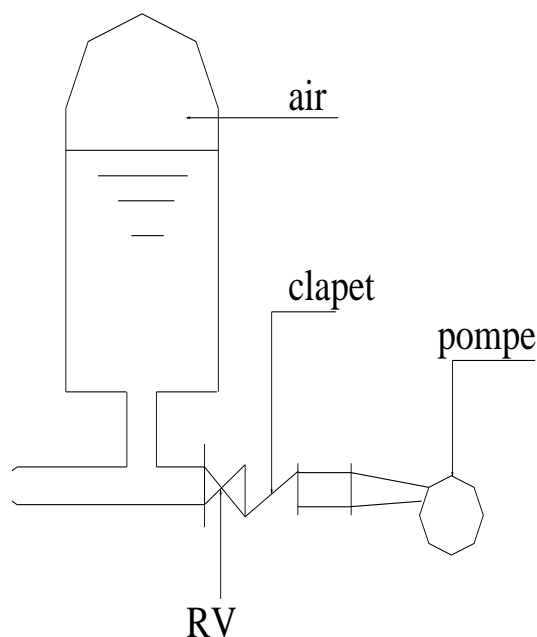


Figure IV.8: Principe de disposition du réservoir d'air anti béliér

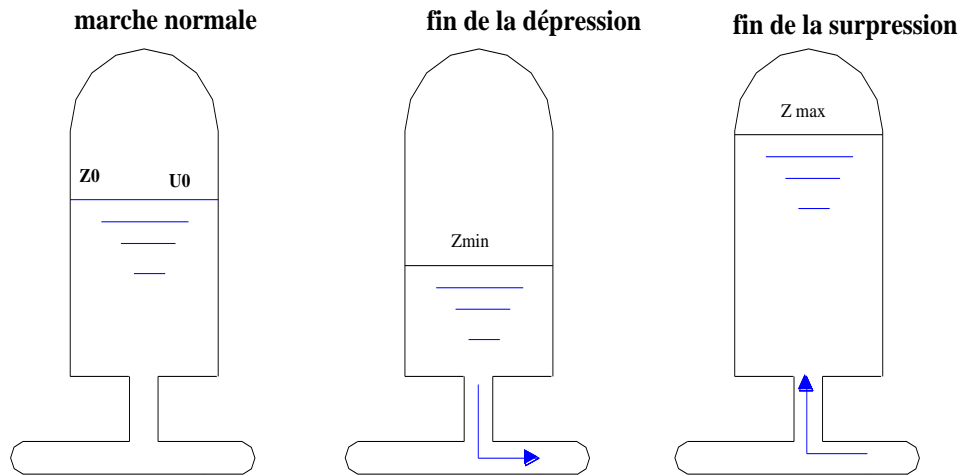


Figure IV.9: Variation du volume d'aire au cours des phases de fonctionnement du réservoir

IV-2-3-3- Réservoir d'air :

Le réservoir d'air est fréquemment utilisé si la topographie des lieux, combinée à une grande hauteur géométrique, et qui interdit l'implantation près de la pompe d'une cheminée, comportant un niveau libre à la pression atmosphérique. C'est un moyen permettant de protéger la conduite contre les dépressions et les surpressions.

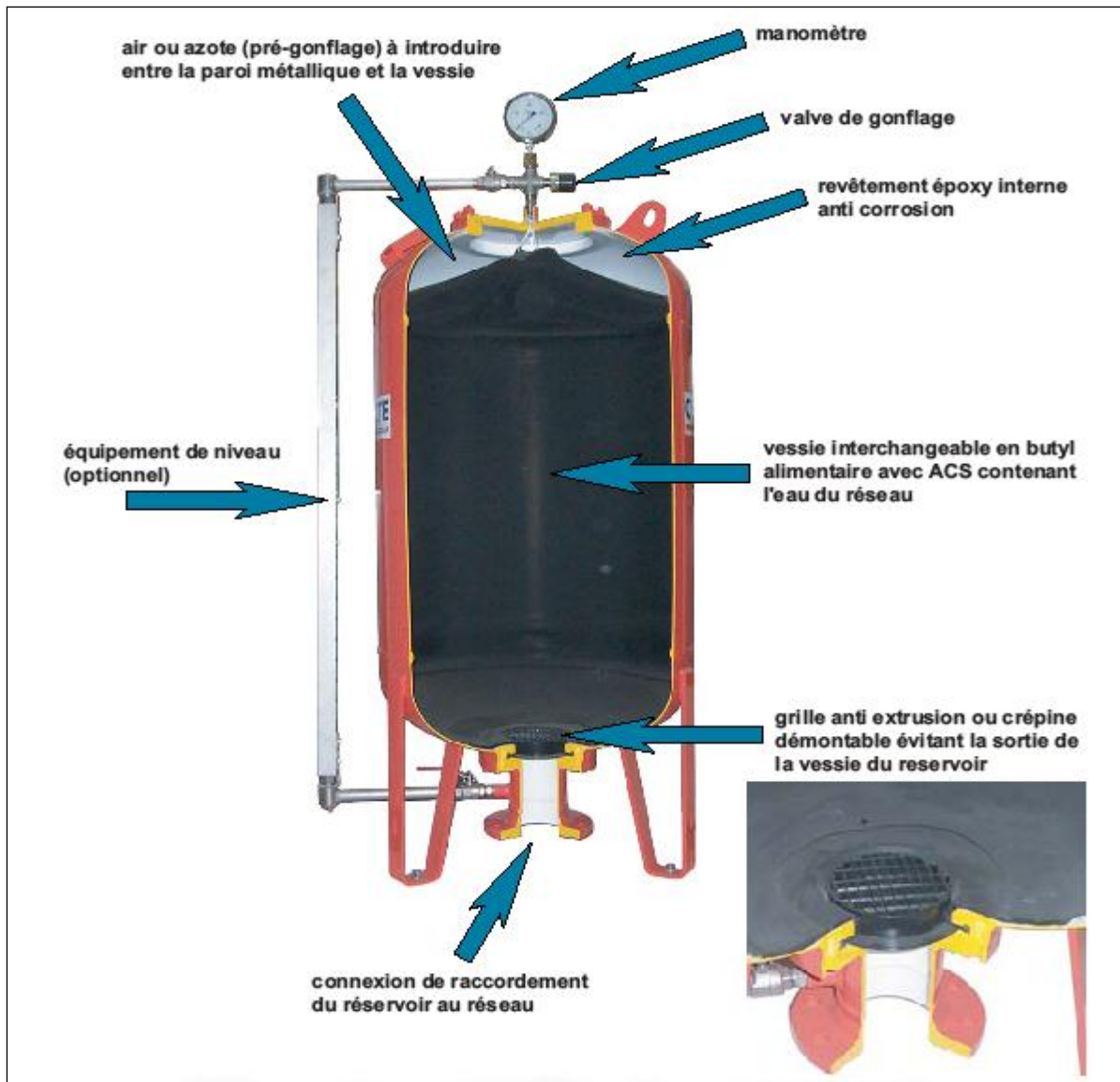


Figure IV.10: Réservoir anti bélier à vessie butyle (d'après document CHARLATTE)

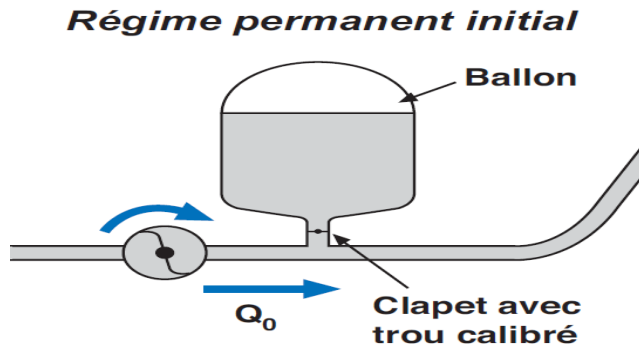


Figure IV.11: Sens d'écoulement en régime permanent

Arrêt brusque de la pompe

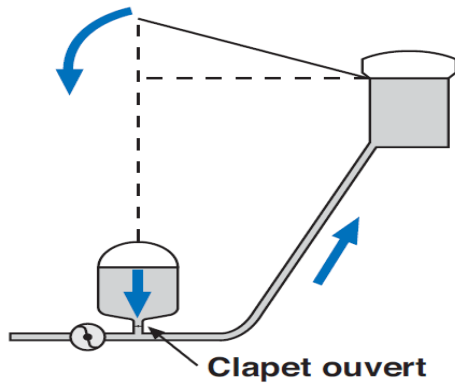


Figure IV.12: Sens d'écoulement avec arrêt brusque de la pompe et clapet ouvert

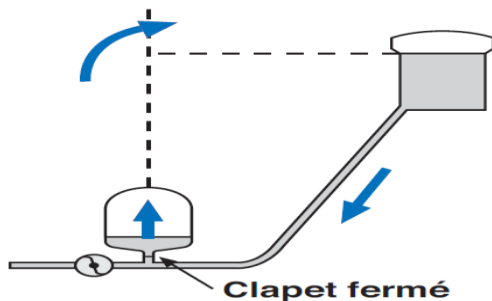


Figure IV.13: Sens d'écoulement quand le clapet est fermé

IV-2-3-4- Les cheminées d'équilibre :

A la place d'un réservoir d'air sous pression il peut être établi à la station de pompage un réservoir à l'air libre appelé cheminée d'équilibre cette cheminée jouera le même rôle mais dans le cas de hauteurs de refoulement même moyennes on arrive rapidement à des ouvrages d'art importants puisque l'eau s'élèvera déjà en régime normal à la hauteur géométrique augmentée des pertes des charges.

IV-2-4-Analyse physique du phénomène du coup de bélier :

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

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

Si la distance entre la pompe et le réservoir est : **L** le temps mis par cette onde pour atteindre le réservoir est $\frac{L}{a}$. Au bout de ce temps la conduite est en dépression sur toute la longueur.

Phase 02 :

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

Phase03 :

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

Phase 04:

Grâce à l'élasticité de la conduite celle-ci agissant à la manière d'un ressort reprend de proche en proche à partir du réservoir et en allant vers la pompe, son diamètre primitif. Les tranches d'eau successives reprenant leurs dimensions premières au bout d'un nouveau temps $\frac{L}{a}$ c'est-à-dire à $\frac{4L}{a}$ depuis l'origine nous nous retrouvons dans la même situation qu'au moment de l'arrêt brusque de la pompe.

La période du mouvement est donc $\frac{4L}{a}$

IV-2-5-Aarret brusque du groupe electro-pompe

Une certaine quantité d'eau et d'air à la pression de fonctionnement normale de l'installation est emmagasinée dans le réservoir. A la disjonction du groupe, le clapet se ferme, la tendance, à la dépression est contrariée par la détente de l'air et l'eau qui en sort vers la tuyauterie.

Pendant la phase de surpression de celle-ci.

Afin de rendre cet effet plus marqué on interpose, entre le réservoir et la conduite un dispositif d'étranglement constitué par une tuyère donnant lieu à une perte de charge plus élevée à l'entrée

IV-2-6-calcul de la célérité d'ondes [10]:

La célérité est la vitesse de propagation des ondes .Elle est donnée par la formule d'ALLIVI :

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + K \frac{D}{e}}} \text{ (m/s)} \quad \text{(IV-2)}$$

Où D : Diamètre intérieur de la conduite en (m).

E : Epaisseur du tuyau en (m).

K : Coefficient dépendant du matériau constituant la canalisation.

K= 0.5 pour l'acier.

K= 1 pour la fonte ductile.

K= 5 pour le plomb et le béton.

K= 33 pour le PVC.

IV-2-7-Etude de coup de bélier de la station de pompage sp2-4 vers le réservoir r2

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + K \frac{D}{e}}} \text{ (m/s)}$$

$$D = 350 \text{ mm}$$

$$e = 9 \text{ mm}$$

$$a = 1059.96 \text{ m/s}$$

IV-2-7-1-les caractéristiques de la conduite de refoulement :

- Longueur : L = 11630 m
- Diamètre : D = 350 mm
- Hauteur géométrique : H = 197.93 m
- Débit refoulé : Q = 0.120 m³/s

IV-2-7-2-La vitesse d'écoulement en régime permanent :

$$Q = V * S \Rightarrow Q = V * \frac{\pi * D^2}{4} \quad \text{Ainsi: } V = \frac{4 * Q}{\pi * D^2} = \frac{4 * 0.120}{3.14 * (0.35)^2} = 1.25 \text{ m/s}$$

Les dépressions et les surpressions sous moyens de protection peuvent atteindre les valeurs maximales suivantes :

$$H_{\max} = \frac{aV_0}{g} = \frac{1059.96 * 1.25}{9.81} = 135.06 \text{ m}$$

$$H_{\max} = 135.06 \text{ m}$$

70

IV-2-7-3-La surpression :

$$H_s = H_g + H_{\max} = 197.93 + 135.06 \text{ m}$$

$$H_s = 332.99 \text{ m}$$

IV-2-7-4-La dépression:

$$H_d = H_g - H_{\max} = 197.93 - 135.06 > 0 \text{ donc il n'y a pas une dépression}$$

IV-2-7-5-Calcul simplifié d'un réservoir d'air :

Exemple : refoulement Station de pompage SP2 vers le réservoir R3 1000 m³
Le calcul est basé sur l'abaque de **VIBERT (annexe N°4)** qui donne le volume U₀ de l'air contenu dans la cloche sous un régime de marche à la vitesse V₀.

En marche normale les caractéristiques de l'air dans le réservoir sont données par Z₀ Z_{min} et Z_{max}.

Z₀ : pression absolue (hauteur géométrique de refoulement +10 m).

Z_{min} : pression absolue relative à la dépression.

Z_{max} : pression absolue relative à la surpression.

L'expression donnant U₀ est la suivante :

$$U_0 = \frac{V_0^2}{2gZ_0} \cdot \frac{LS}{f(Z/Z_0)}$$

U₀ : volume de l'air en m³.

V₀ : Vitesse d'écoulement m /s.

L : longueur de la conduite en m. L=11630m

S : section de la conduite en m.

Pour notre cas : LS=66.5076m³.

➤ La charge tenant compte du coup de bélier :

$$H_g + \frac{aV_0}{g} = 197.93 + \frac{1059.96 * 1.25}{9.81} = 332.99\text{m} = 33.3\text{bar}$$

➤ La charge statique absolue :

$$Z_0 = H_g + 10 = 207.93 \text{ m.}$$

En pose une pression qui égale a 25 bar.

La charge maximale absolue :

$$Z_{\max} = 250 + 10 = 260 \text{ m.}$$

$$\frac{Z_{\max}}{Z_0} = \frac{260}{207.93} = 1.25$$

$$h_0 = \frac{V_0^2}{2g} = 0.041$$

$$\frac{h_0}{Z_0} = 0.00481$$

- $\frac{Z_{\max}}{Z_0} = 1.25$
- $\frac{h_0}{Z_0} = 0.00481$

Abaque de **VIBERT** :

$$\frac{U_0}{LS} = 710^{-3} \Rightarrow U_0 = LS * 7.10^{-3} = 66.5076 * 7.10^{-3} = 0,47m^3$$

$$\text{Et } \frac{Z_{\min}}{Z_0} = 0,57 \Rightarrow Z_{\min} = 22.8m$$

$$U_0 Z_0 = U_{\max} Z_{\min} \Rightarrow U_{\max} = \frac{U_0 Z_0}{Z_{\min}} = 0.83m^3 = 830\text{litres}$$

$$U_{\max} = 830\text{litres}$$

Remarque :

L'étude de coup de bélier pour les forages c'est la même méthode que la station de pompage.

Conclusion :

D'après l'étude des systèmes annexes on conclue :

- Pour les ouvrages de stockage on remarque que le volume obtenu est supérieur a le volume des réservoirs existants qui égale 2000 m³ donc on est besoin de réalisé deux autres réservoirs (R₁ ; R₂) avec des volumes V₁ = 1000 m³ ; V₂ = 500 m³.
- Pour éviter et limiter un peu le risque du coup de bélier sur la conduite de refoulement, il faut bien dimensionner le réservoir anti- bélier, ainsi que le dimensionnement correct de la conduite de refoulement c'est à dire :

Tenir compte de la valeur majeure du coup de bélier.

CHAPITRE : V

ORGANISATION DE

CHANTIER

INTRODUCTION :

Afin que notre projet soit exécuté dans les meilleures conditions possibles, une opération dite « Organisation de chantier » doit être étudiée, afin de déterminer et de coordonner la mise

en œuvre des moyens nécessaires pour une réalisation et une exécution des travaux aussi conforme que possible tout en respectant les délais les plus brefs.

V.1. Différents travaux à entreprendre :

V.1.1. Travaux concernant l'adduction :

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

a) Exécution des tranchées :

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

b) Construction des regards :

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

c) Pose du lit de sable :

Cette opération consiste à poser un lit de sable au fond de la tranchée, ce lit aura une épaisseur de 10cm dans notre cas.

d) Pose des conduites :

Après avoir mis en place le lit de sable, on procède à la pose des canalisations.

e) Remblayage des tranchées :

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

f) Nivellement et compactage :

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

V.1.2. Travaux concernant les réservoirs :

Dans la zone d'étude nous avons à construire un réservoir intermédiaire d. Dans cette partie du projet, nous allons déterminer les volumes des travaux pour la réalisation d'un réservoir.

- Excavation ;
- Pose du tout-venant ;
- Coulage du béton de propreté ;

73

- Coulage du béton du radier ;
- Coulage du béton du voile et des poteaux de la chambre de manœuvre ;
- Coulage du béton de la coupole et de la dalle de la chambre de manœuvre ;
- Maçonnerie de la chambre de manœuvre et des chicanes.

V.2. CALCUL DES VOLUMES DES TRAVAUX :

V.2.1. Calcul des volumes des travaux de l'adduction :

V.2.1.1. Déblais d'excavation :

Le volume des déblais est calculé en fonction des surfaces des coupes en travers (voir Figure V.1).

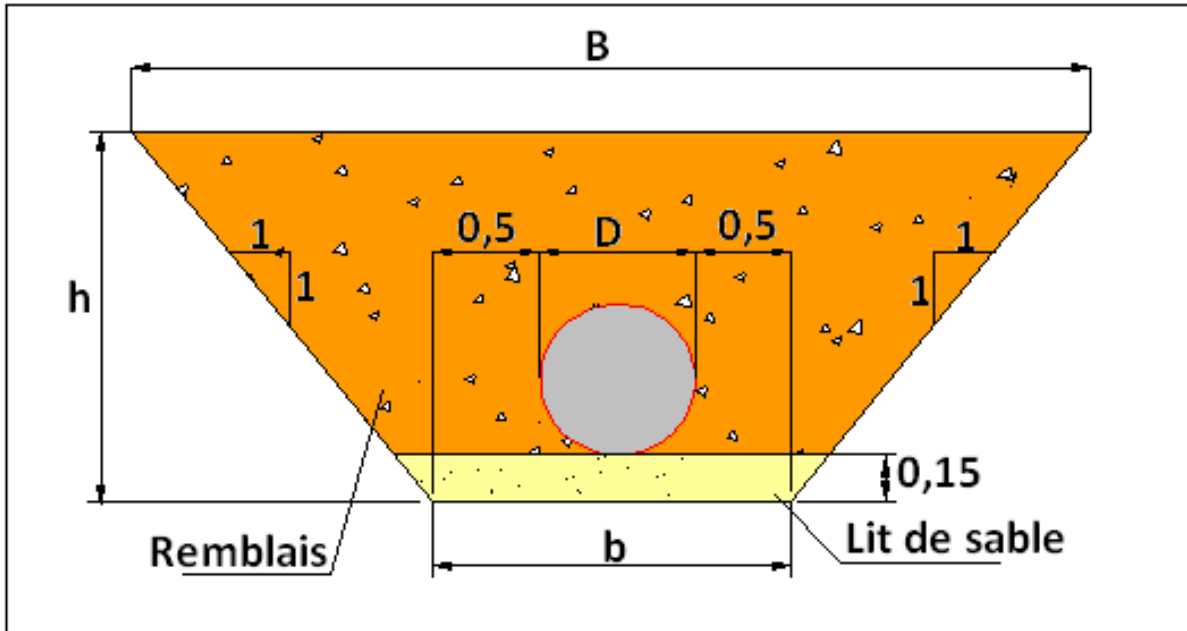


Figure V.1 : Coupes en travers de la tranchée de la conduite.

Sachant que :

$$S_{exc} = \frac{b+B}{2} * h \quad \text{(III-1)}$$

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

b : Petite base de la tranchée ;

B : Grande base de la tranchée ;

h : Profondeur de la tranchée ;

$$V_{exc} = S_{exc} * L \quad \text{(III-2)}$$

V_{exc} : Volume des déblais entre deux coupes consécutives;

L : Distance entre deux coupes consécutives.

Tableau V.1: Calcul du volume des déblais.

Tronçon	D (m)	b (m)	B (m)	h (m)	S_{exc} (m ²)	L (m)	V_{exc} (m ³)
Bâche d'eau - RT	0.35	1,35	4,60	1,55	4,611	11630	53625.93
RT – RD	0.45	1,45	4,35	1,45	4.205	16600.4	69804.68

Total	123430.61
--------------	------------------

Donc le volume total des déblais est de : **123430.61m³**

V.2.1.2.Lit de sable :

Le long de l'adduction, la conduite doit être posée sur un lit de sable de 15 cm d'épaisseur (Voir figure V.1)

$$V_s = b * e * L \quad \text{(III-3)}$$

V_s : Volume du lit de sable (m³) ;

E : Epaisseur du lit de sable, e = 15 cm ;

L : Longueur de la tranchée (m).

Les résultats de calcul du volume du lit de sable figurent dans le tableau V.2.

Tableau V.2: Calcul du volume du lit de sable

Tronçon	b (m)	e (m)	L (m)	V _{exc} (m ³)
Bâche d'eau - RT	1,35	0.15	11630	2355.08
RT - RD	1,45	0.15	16600.4	3610.59
Total				5965.67

Donc le volume du lit de sable est : **V_s = 5965.67m³**

V.2.1.3.Volume de la conduite :

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

$$S_c = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \quad \text{(III-4)}$$

S_c : Section de la conduite (m²) ;

D : Diamètre de la conduite (m).

$$V_c = S_c * L \quad \text{(III-5)}$$

V_c : Volume de la conduite (m³) ;

Les résultats de calcul du volume de la conduite figurent dans le V.3.

Tableau V.3: Calcul du volume de la conduite

Tronçon	D (m)	S _c (m ²)	L (m)	V _c (m ³)
Bâche d'eau - RT	0,35	0,096	11630	1116.48
RT – RD	0,45	0,159	16600.4	2639.46
			Total	3755.94

On prend le volume de la conduite : $V_c = 3755.94\text{m}^3$

V.2.1.4. Remblais compacté :

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

$$V_r = V_{\text{exc}} - V_s - V_c \quad (\text{III-6})$$

V_r : Volume du remblai

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

V_{cond} : Volume occupé par la conduite.

V_s : Volume du lit de sable.

A.N : $V_r = 123430.61 - 5965.67 - 3755.94 \Rightarrow V_r = 113709 \text{ m}^3$

Tableau V.4 : Volumes des travaux de l'adduction.

N°	Désignation	Unité	Quantité
1	Déblais	m ³	123430.61
2	Lit de sable	m ³	5965.67
3	La conduite Ø350	m ³	1116.48
4	La conduite Ø450	m ³	2639.46
7	Remblais	m ³	113709

V.2.2. Calcul des volumes des travaux des réservoirs :

Dans notre système d'adduction on a un seul réservoir de capacité de stockage de 1000 m³

La profondeur d'excavation est de 2 m ;

- Le diamètre d'excavation doit être supérieur à celui du réservoir de 2 m (1m de part et d'autre) ;
- L'épaisseur du lit de tout venant est de : 0,3 m ;
- L'épaisseur du béton de propreté est de : 0,15 m ;
- L'épaisseur du radier du réservoir est de : 0,15 m ;
- L'épaisseur du voile du réservoir est de : 0,25 m ;
- La ceinture supérieure est de section rectangulaire 0,5*0,4 m² ;
- L'épaisseur de la coupole est de 0,1 m ;
- L'acrotère à 0,3 m de hauteur et 0,08 m d'épaisseur ;
- Les chicanes sont en brique de surface unitaire de 0,2*0,3 m².

Les chambres de manœuvre auront les dimensions suivantes :

- La longueur est de 3-6 m ;

- La largeur est de 2-5 m ;
- La hauteur est de 3 m ;
- Les murs enterrés sont en béton armé de 0,2 m d'épaisseur sur une profondeur de 0,5m ;
- Les murs sur le sol sont en briques sur une hauteur de 2,5 m ;
- La dalle à 0,15 m d'épaisseur repose sur 4 poteaux est 3 ceintures ;
- Les poteaux sont de forme carrée (0,3*0,3 m²) et les ceintures de forme rectangulaire (0,3*0,45 m²).

V.2.2.1. Réservoir intermédiaire de 1000 m³ :

Le réservoir a un diamètre intérieur de 14 m et une hauteur de 3m. la chambre de manœuvre a 3,5 m de longueur, 3 m de largeur et 3 m de hauteur.

V.2.2.1.1. Calcul du volume des déblais :

Le volume total des déblais est la somme des volumes des déblais du réservoir et de la chambre de manœuvre.

$$V_d = \left[\left(\frac{\pi * D_{exc}^2}{4} \right) + (L * l) \right] * h_{exc} \quad \text{(III-7)}$$

V_d : Volume total des déblais (m³) ;

D_{exc} : Diamètre d'excavation (m), D_{exc} = D_{ext} + 2 ;

D_{ext} : Diamètre extérieur du radier du réservoir (m), D_{ext} = 20 m ;

L : Longueur de la chambre de manœuvre (m) ;

l : Largeur de la chambre de manœuvre (m) ;

h_{exc} : Profondeur d'excavation (m), h = 2 m.

$$\text{A.N : } V_d = \left[\left(\frac{3,14 * 14^2}{4} \right) + (5 * 4) \right] * 2 \Rightarrow V_d = 347.72 \text{ m}^3$$

On prend un volume des déblais de 347.72 m³.

V.2.2.1.2. Calcul du volume du tout venant :

Le volume du tout venant sera calculé par la formule suivante :

$$V_{tv} = \frac{\pi * D_{exc}^2}{4} * e_{tv} \quad \text{(III-8)}$$

V_{tv} : Volume du tout venant (m³) ;

e_{tv} : Epaisseur de la couche du tout venant (m), e_{tv} = 0,3 m ;

$$\text{A.N : } V_{tv} = \frac{3,14 * 14^2}{4} * 0,3 \Rightarrow V_{tv} = 46.16 \text{ m}^3.$$

On prend un volume du tout venant de 46.16 m³

V.2.2.1.3. Calcul du volume de béton de propreté :

La pose du béton de propreté sera étendue de 0,6 m des parois extérieures du réservoir. Le volume du béton de propreté sera calculé par la formule suivante :

$$V_{bp} = \frac{\pi * D_{bp}^2}{4} * e_{bp} \quad \text{(III-9)}$$

V_{bp} : Volume du béton de propreté (m^3) ;

D_{bp} : Diamètre de la couche du béton de propreté (m), $D_{bp} = D_{ext} + 1,2$

e_{bp} : Epaisseur de la couche du béton de propreté (m), $e_{bp} = 0,15$ m ;

$$A.N : V_{bp} = \frac{3,14 * 15,2^2}{4} * 0,15 \Rightarrow V_{bp} = 27,2 \text{ m}^3.$$

On prend un volume du béton de propreté de **27,2 m³**

V.2.2.1.4. Calcul du volume du béton armé :

Les éléments des réservoirs dont le béton armé est le matériau de construction sont :

- Radiers des réservoirs;
- Voiles des réservoirs ;
- Voiles de la chambre de manoeuvre
- Ceintures supérieures des réservoirs;
- Coupoles des réservoirs;
- Poteaux de la chambre de manoeuvre;
- Ceintures de la chambre de manoeuvre;
- Chape de la chambre de manoeuvre;
- Dalle de la chambre de manoeuvre;
- Maçonnerie des chicanes des réservoirs;
- Maçonnerie de la chambre de manoeuvre.

Les éléments du réservoir, ayant des formes circulaires, sont estimés moyennant la formule :

$$V_{ba} = \frac{\pi * (D_{ext}^2 - D_{int}^2)}{4} * H \quad \text{(III-10)}$$

Avec :

D_{ext} : Diamètre extérieur de l'élément du réservoir (m) ;

D_{int} : Diamètre intérieur de l'élément du réservoir (m) ;

H : Hauteur de l'élément du réservoir (m) ;

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau V.5.

Tableau V.5 : Calcul du volume du béton armé du réservoir de 1000 m³.

Eléments	D_{ext} (m)	D_{int} (m)	H (m)	V_{ba} (m ³)
Radiers	12,6	-	0,45	56,11
Voiles	12,7	12	4	54,32
Ceintures supérieures	13	12	0,5	9,81
Acrotères	13	12,64	0,3	2,19
TOTAL				122,41

* Coupoles

La coupole est une calotte sphérique de rayon :

$$R = \frac{f^2 + (D/2)^2}{2 * f} \quad \text{(III-11)}$$

R : Rayon de la coupole (m) ;
D : Diamètre du réservoir (m), D = 12 m ;
f : Flèche de la coupole (m), f = 1,5 m ;
Et de volume :

$$V_c = 2 * \pi * R * f * e_c \quad \text{(III-12)}$$

V_c : Volume du béton armé de la coupole (m³) ;
 e_c : Epaisseur de la coupole (m), $e_c = 0,1$ m.

$$\text{A.N : } R = \frac{1,5^2 + (12/2)^2}{2 * 1,5} \Rightarrow R = 12,75 \text{ m}$$

$$\text{Ainsi : } V_c = 2 * 3,14 * 12,75 * 1,5 * 0,1 \Rightarrow V_c = 12,01 \text{ m}^3$$

Le volume total du béton armé du réservoir est tel que 122,41 + 12,75 soit 135,16 m³, que l'on majore à 136 m³.

Les résultats de calcul du volume du béton armé de la chambre de manœuvre sont récapitulés dans le tableau V.6.

Tableau V.6 : Calcul du volume du béton armé de la chambre de manœuvre.

Eléments	Longueur L (m)	Largeur l (m)	Hauteur h (m)	Nombre	V =L*l*h (m ³)
Chape inférieure	3,5	3	0,07	1	0,735
Voiles	3,5	0,2	1	3	1,05
Poteaux	0,3	0,3	3	4	1,08
Ceintures inf. long.	3,5	0,3	0,3	3	0,945
Ceintures inf. larg.	3	0,3	0,3	3	0,81
Ceintures sup.long.	3,5	0,3	0,3	3	0,945
Ceintures sup.larg.	3	0,3	0,45	3	1,215
Dalle supérieure	3,5	3	0,07	1	0,735
TOTAL : 7,78					

Le volume total du béton armé de la chambre de manœuvre sera de 7,78 m³, que l'on majore à 8 m³.

V.2.2.1.5. Calcul du volume du remblai compacté :

Le volume du remblai compacté est égal au vide restant, après coulage du béton armé des voiles, entre ces derniers et les limites d'excavation.

$$V_r = \frac{\pi * (D_{exc}^2 - D_{ext}^2)}{4} * h \quad \text{(III-13)}$$

V_r : Volume du remblai compacté (m³) ;
 D_{ext} : Diamètre extérieur du réservoir (m), $D_{ext}=12,6$ m ;
h : Profondeur d'excavation (m), h = 2 m ;

$$\text{A.N : } V_r = \frac{3,14 * (14,6^2 - 12,6^2)}{4} * 2 \Rightarrow V_r = 85,45 \text{ m}^3$$

On prend un volume de remblai de **86 m³** ;

V.2.2.1.6. Calcul du volume de la maçonnerie :

Pour les réservoirs seuls, les chicanes et les murs sur sol de la chambre de manœuvre seront construits avec des briques de dimensions 30*20 cm.

les chicanes ont une longueur totale d'environ 12 m et une hauteur de 2,6 m. La surface de la maçonnerie totale étant de : 12*2,6 soit : **32 m²**.

La surface de la maçonnerie de la chambre de manœuvre est telle que [(3,5*2) +3]*2,5 soit **25 m²**

La surface totale de la maçonnerie du réservoir et de la chambre de manœuvre est telle que 32+25 soit **57 m²**

La surface unitaire (surface d'une brique) étant de 0,06m² (0,30*0,20), la quantité de brique pour la maçonnerie est de 950 briques, le nombre de briques à prévoir en tenant compte de la casse est de **970 briques**.

Tableau V.7 : Volumes de travaux du réservoir 1000 m³

N°	Désignation	Unité	Quantité
1	Déblais	m ³	266
2	Remblais compacté	m ³	86
3	Tout venant	m ³	34
4	Béton de propreté	m ³	23
5	Béton armé du radier des réservoirs	m ³	56,11
6	Béton armé des voiles des réservoirs	m ³	54,32
7	Béton armé des ceintures supérieures des réservoirs	m ³	9,81
8	Béton armé de la coupole	m ³	12,01
9	Béton armé de dalle de la chambre de manœuvre	m ³	1,4
10	Béton armé des poteaux	m ³	1,08
11	Béton armé des ceintures de la chambre de manœuvre	m ³	5,4
12	Béton armé des voiles de la chambre de manœuvre	m ³	1,5
13	Béton légèrement armé de la chape de la chambre de manœuvre	m ³	1,4
14	Béton légèrement armé de l'acrotère	m ³	3,19
15	Maçonnerie (briquetage)	u	970

V.3. Calcul des coûts des travaux :

Les coûts des travaux de l'adduction et de réservoir sont mentionnés dans les tableaux suivants :

Tableau V.8: Coût des travaux de l'adduction.

N°	Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
1	Déblais	m ³	123430.61	300	37029183
2	Lit de sable	m ³	5965.67	800	4772536
3	La conduite Ø350	M	1116.48	6810	7603228.8
4	La conduite Ø450	M	2639.46	5375,2	14187625.4
7	Remblais	m ³	113709	400	45483600
				Montant	109076173.2

Le coût des travaux de l'adduction est de : **109076173.2DA**

Tableau V.9: Coût des travaux du réservoir tampon.

N°	Description des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire	Montant
				DA	DA
1	Déblais	m ³	266	300	79800
2	Tout venant	m ³	34	600	20400
3	Béton de propriété	m ³	23	8000	184000
4	Béton armé	m ³	141,63	35000	4957050
5	Béton légèrement armé	m ³	1,4	19000	26600
6	Remblais compacté	m ³	86	400	34400
7	Maçonnerie	u	970	40	38800
				Montant	5341050

Le coût des travaux du réservoir intermédiaire est de : **5 341 050,00 DA**

On note le coût de l'ensemble des travaux dans le tableau V.10.

Tableau V.10 : Bilan des coûts total.

Coût de l'adduction.	109076173.2DA
Coût des reservoirs	5 341 050,00 DA
Coût de l'ensemble du projet.	114417223.00 DA

V.4-Planification des travaux :

Les principales opérations à exécuter pour la conception du réseau sont :

- A : Piquetage.
- B : Décapage de la couche de terre végétale.
- C : Exécution des tranchées.
- D : Aménagement du lit de pose.

H : La mise en place des canalisations en tranchée.

F : Assemblage des tuyaux.

J : Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et joints.

E : Remblai des tranchées.

I : compactage.

G : travaux de finition.

Tableau V.11- Détermination du délai de la réalisation.

PERATION	TR (jours)	DP		DPP		MT
		DCP	DFP	DCPP	DFPP	
A	11	0	7	0	7	0
B	7	7	10	7	10	0
C	28	10	34	10	34	0
D	16	34	46	37	49	3
H	21	34	49	34	49	0
F	19	34	49	34	49	0
J	11	34	41	42	49	8
E	11	49	56	49	56	0
I	14	56	66	10	66	0
G	12	66	73	66	73	0

Les chemins critiques :

A → B → C → H → E → I → G

A → B → C → F → E → I → G

Donc le délai de la réalisation est de 114 jours avec deux équipes de réalisation elles sont travaillant en parallèles (en même temps).

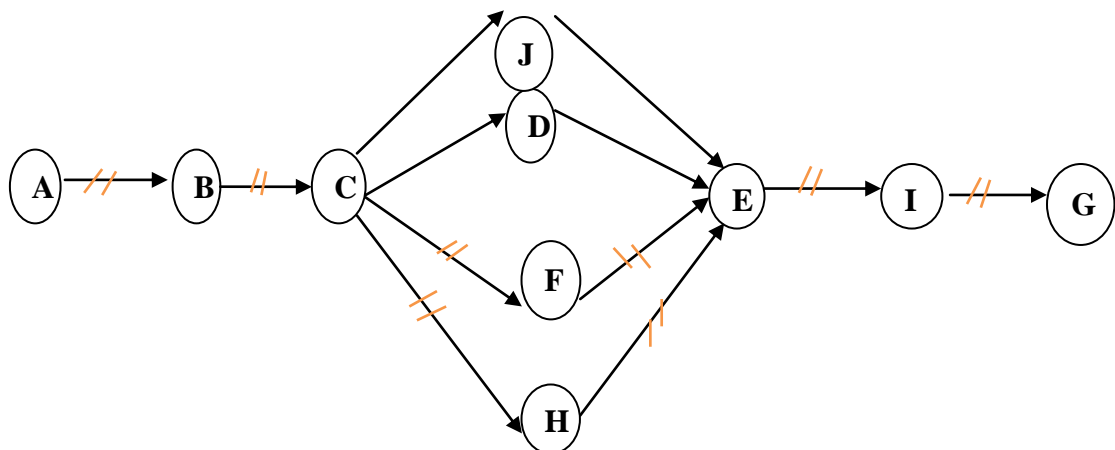


Figure V.2- Schéma du réseau à nœud.

V.5. Engins :

Le matériel utilisé pour les chantiers est le matériel classique des chantiers de travaux publics. L'utilisation de gros engins mécaniques a réduit considérablement le prix et le temps des terrassements dont l'incidence, dans la construction des chantiers, se trouve ainsi sensiblement diminuée.

Les engins que nous allons utiliser sont :

- Une pelle hydraulique ;
- Un dozer ;
- Un chargeur ;
- Un vibreur du sol pour le compactage des fouilles et des tranchées

V.5.1. Pelle hydraulique :

Les pelles sont des engins de terrassement qui conviennent à tous les terrains même durs : marnes compactes, conglomérats, pour le chargement des roches débitées, exploitation des carrières notamment.

La pelle peut porter divers équipements qui en font un engin de travail à plusieurs fins :

- Godet normal pour travail en butée.
- Godet rétro pour travail en fouille et en tranché.
- Godet niveleur pour travail de décapage ou de nivelage.
- Benne preneuse pour terrassement en fouille ou déchargement de matériaux (sable, pierres...).
- Dragline pour travail en fouille.

Pour une pelle équipée en rétro ou pelle hydraulique le godet est porté par un bras simplement articulé et actionné par des vérins hydrauliques. (Voir schéma ci après)



Figure V.3 : Pelle hydraulique

La capacité normale de retro-fouilleur est de 300 à 1300 litres. Ce sont des engins à capacité relativement faible car il est rare d'avoir à exécuter à la pelle fouilleuse de très gros terrassement.

V.5.2.Dozer

Les tracteurs niveleurs à chenilles (dozer) se sont répandus dans tous les pays du monde depuis les années 1940-45. Leur silhouette est devenue familière sur de très nombreux chantiers et de nombreux conducteurs se sont exercés à la conduite de ces engins. Ainsi tout terrassement doit commencer par le décapage de la terre végétale ou couche supérieure du sol qui contient des débris végétaux; ce résultat est pratiquement obtenu au cours de la déforestation.

Le bulldozer est une pelle niveleuse montée sur un tracteur à chenille ou à pneus.

L'outil de terrassement est une lame profilée portée par deux bras articulés qu'un mécanisme hydraulique permet d'abaisser ou de lever.

Si la lame est en position basse l'engin fait des terrassements par raclage avec une profondeur de coupe de 20 à 30cm.

En mettant la lame en position intermédiaire, on peut régaler des tas de déblais en couche d'épaisseur de 20 à 30cm également.

La position haute est une position de transport (hauteur de la lame au dessus du sol de 75cm à 1m).



Figure V.4 : Bulldozer

V.5.3. Chargeur :

C'est un tracteur à pneus muni de godet de chargement et de déchargement à l'avant, on l'utilisera pour remblayer les fouilles, les casiers et la tranchée après pose de la conduite



Figure V.5: Chargeur

V.5.4. Compacteur (vibrateur de sol)

C'est un engin peu encombrant, composé de deux petits cylindres d'environ 30 cm de diamètre muni d'un guidon. Cet engin sert au compactage des remblais des surfaces étroites telles que les fouilles des semelles, les casiers entre ceintures inférieures du bâtiment et les tranchées.

Conclusion

Dans ce chapitre, on a déterminé le devis général de réservoir et de l'adduction. En premier lieu, nous avons fait une étude quantitative des volumes de travaux, puis nous avons établi une estimation du coût approximatif global de l'ensemble des travaux envisagés.

Comme deuxième étape, nous avons entrepris une planification des travaux qui est nécessaire pour le bon déroulement des travaux et le suivi de la réalisation du projet.

Enfin le choix des engins les plus approprié pour le bon déroulement des différentes étapes du projet.

Conclusion générale

Pour améliorer l'approvisionnement en eau potable d'AZZABA, une étude est faite par une comparaison entre deux variantes.

Le choix de la deuxième variante est justifié économiquement et techniquement, la variante retenue nécessitera après notre étude :

- ❖ trois forages dont un en réserve équipé des pompes d'un débit total de $432 \text{ m}^3/\text{h}$.
- ❖ Une station de pompage refoule un débit de $432 \text{ m}^3/\text{h}$, avec une HMT=295.28m.
- ❖ Un réservoir tampon dont la CTN=232m, le CTP=236m et volume de 1000 m^3 .
- ❖ L'adduction sera de type mixte, refoulement – gravitaire avec une longueur totale de 28230m ; 11630m pour le refoulement et 16600m pour le gravitaire.
- ❖ La canalisation utilisée pour la réalisation de cette adduction est de type fonte.

Ce projet de fin d'étude nous a permis de découvrir le monde professionnel par la réalisation d'une telle étude à partir des données réelles.

On espère que cette étude va contribuer au remède du maximum des problèmes rencontrés et en souhaitant qu'elle présente un support important pour l'exécution du projet d'alimentation en eau potable de la ville d'AZZABA.

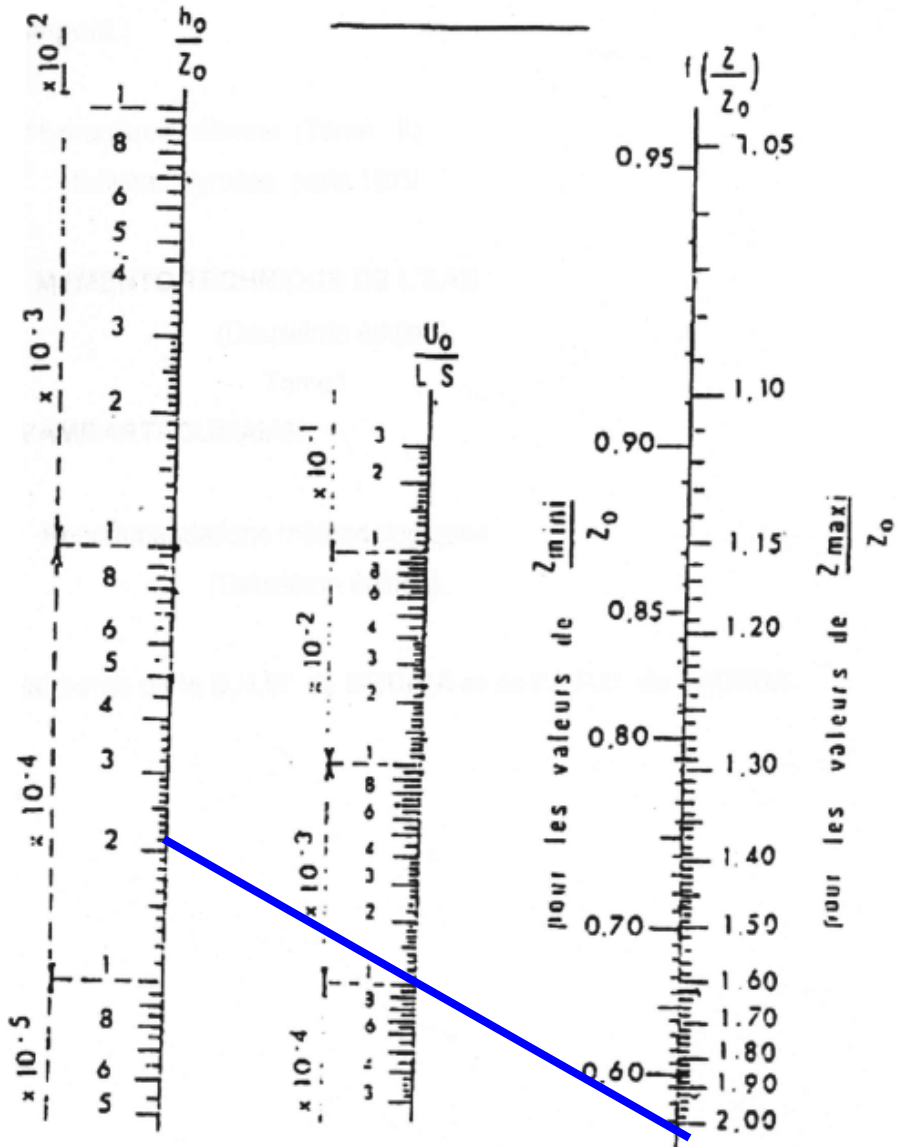
Références bibliographiques :

- [1] **B.SALAH** « polycopie d'Alimentation en Eau Potable» ENSH 1994.p .11, 27, 29,72, 78, 78, 140.
- [2] **M. SOULEYMEN** « Incidence des réservoirs sur la qualité de l'eau» 1-0010-99/01
- [3] **M. ABD EL GHANI** « Etude d'adduction a partir du champ de Captage de zouireg vers la commune de Kef-elahmer wilaya el Bayadh» 1-0014-11
- [4] **M. WAHIBA**, cours pompes et station de pompage 4eme année, ENSH **2011**
- [5] **M.MEUNIER** « Les coup de bélier et la protection des réseaux d'eau sous pression», ENGREF, Paris 1980. p. 127, 133, 134
- [6] **A. DUPONT** « Hydraulique urbaine », Tome II, édition Eyrolles, Paris 1977 p.237, 260, 267, 275-280, 287, 319, 322, 323, 326.
- [7] **CHARLATTE** « Réservoirs hydraulique ».
- [8] **M. BEN LAOUAKLI**, cours organisation du chantier 4 eme année, ENSH **2011**
- [9] **Bruce E. Larock , Roland W. Jeppson, Gary Z. Watters** «Hydraulics of Pipeline Systems » p. 37, 38, 39
- [10] **H. GODART** « Technique de l'ingénieur (technologie de l'eau) », édition T.I, p.C5195 – 10, 16, 18, 25.
- Catalogues**
- [11] **CAPRARI** (pompes multicellulaires à haute pression).

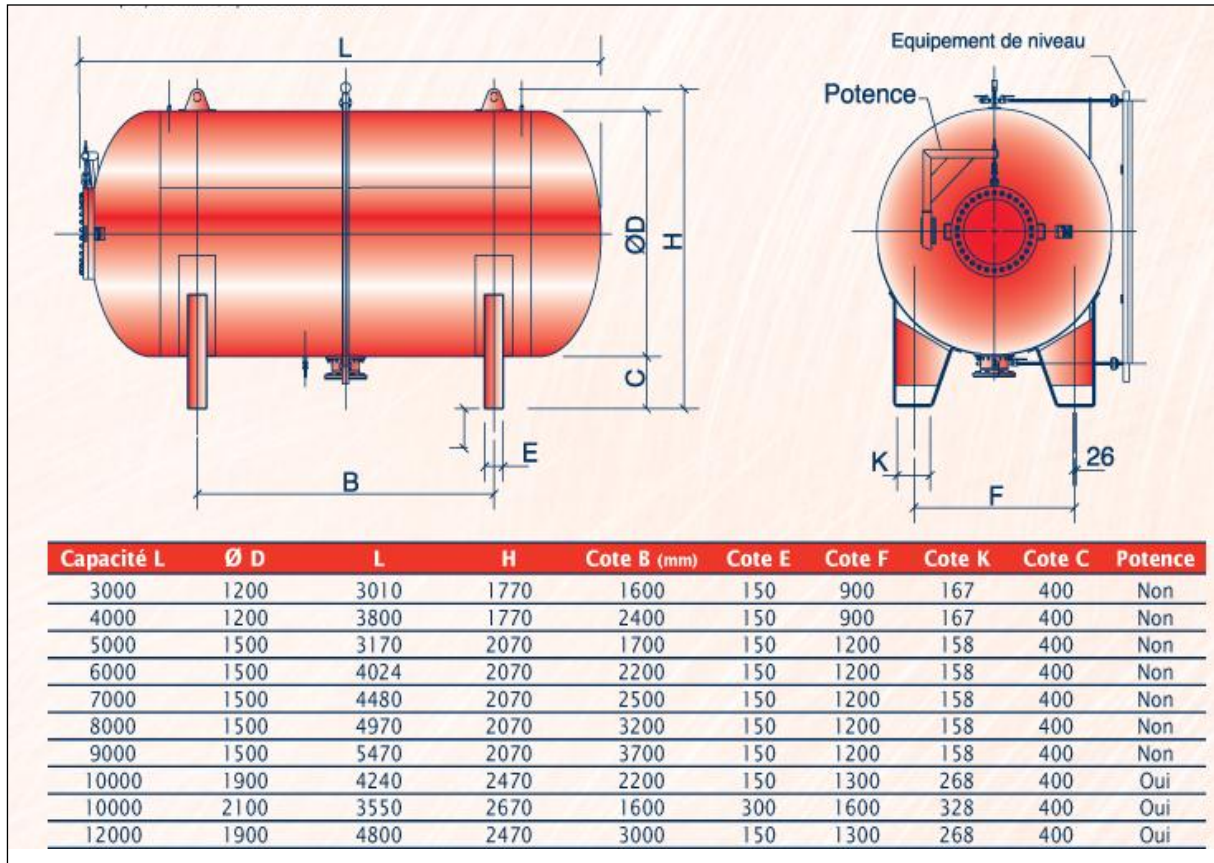
ANNEXE

ANNEXE IV.1 ABAQUE DE VIBERT

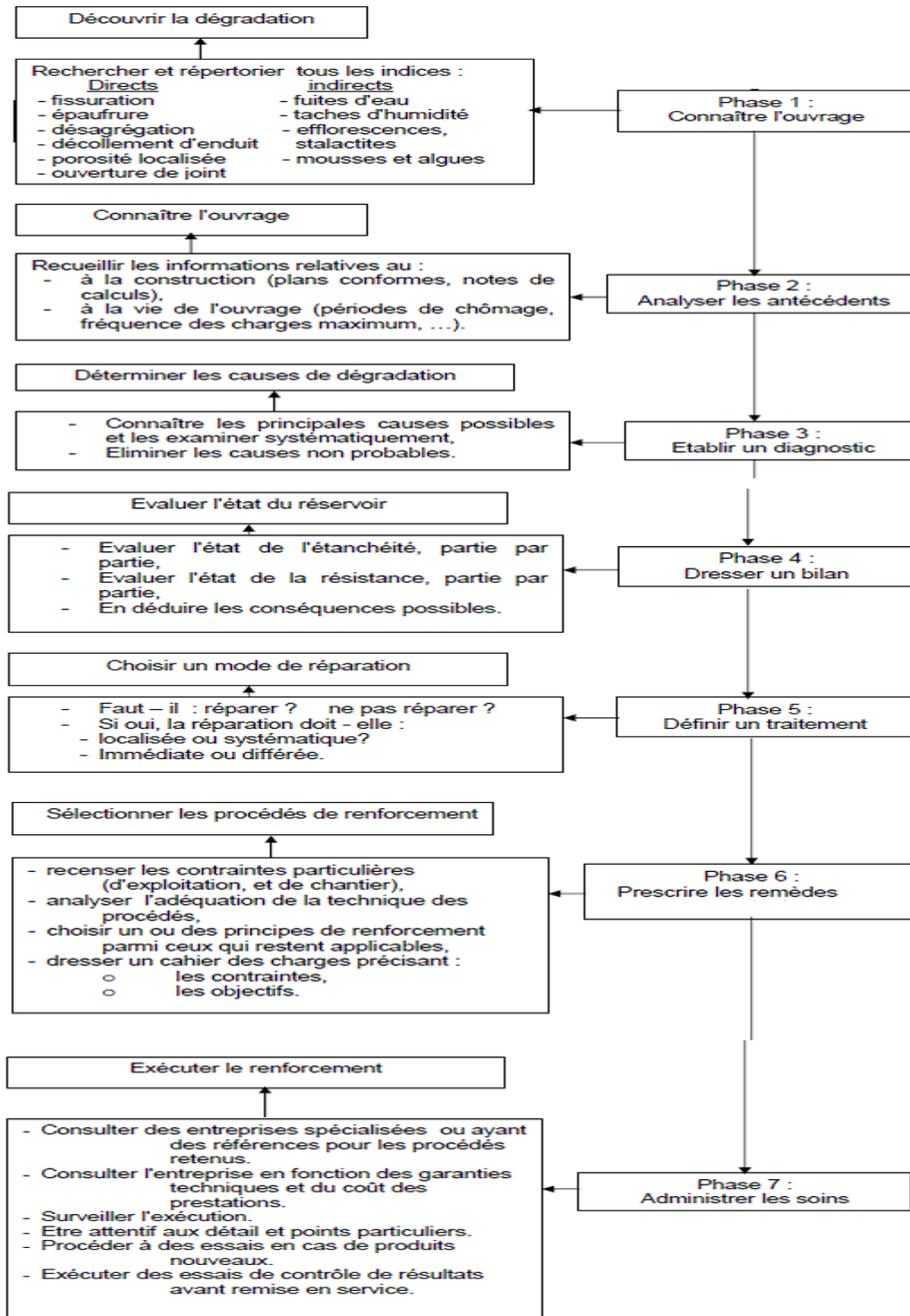
POUR LE CALCUL SIMPLIFIÉ
DES RÉSERVOIRS D'AIR



ANNEXE IV.2 DEMONTIONS DU RESERVOIR D'AIR



ANNEXE IV.3 ORGANIGRAMME DE DIAGNOSTIC ET REHABILITATION



ANNEXE IV.3 ORGANIGRAMME DE DIAGNOSTIC ET REHABILITATION