

Higher National School of Hydraulic

The Library

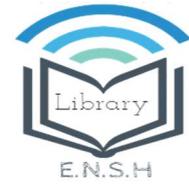
Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Etude de l'adduction en eau potable des UNITES DE voisinages (uv19. uv20. uv20 extension. extension sud) de la nouvelle ville (w. Constantine).

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0022-14

APA Citation (توثيق APA):

Taleb, Moussaab (2014). Etude de l'adduction en eau potable des UNITES DE voisinages (uv19. uv20. uv20 extension. extension sud) de la nouvelle ville (w. Constantine)[Mem Ing, ENSH].

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

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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

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

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

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

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA 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 DU PROJET :

**ETUDE DE L'ADDITION EN EAU POTABLE DES UNITES
DE VOISINAGES (UV19. UV20. UV20 EXTENSION.
EXTENSION SUD) DE LA NOUVELLE VILLE
(W.CONSTANTINE)**

PRESENTE PAR :

M^r TALEB MOUSSAAB.

Devant les membres du jury :

Nom et Prénom	Grade	Qualité
M ^r O. KHODJET-KESBA	Professeur	Président
M ^r A. HACHEMI	M.A.A	Examineur
M ^{me} S. BERBACHE	M.A.A	Examinatrice
M ^r M. DJELLAB	M.C.B	Examineur
M ^r M. AZAZ	Ingénieur (SEAAL)	Examineur
M ^{me} W. MOKRANE	M.A.A	Promotrice

SEPTEMBRE 2014.

Dédicaces

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

A ma très chère mère et mon cher père

A mes sœurs et ma femme ,

Qui n'a

Jamais cessé de m'aider

A toute ma grande famille

*A mes amis, Bassim, Moh lakriz, Zaki, Mouh, Joujou, Lali, Amar, Minor,
Nabil, Nadjib, Hamza, Monir, Brahim, Bilal, Mahfoud, Chiheb, Kouka, Ishak
L'équipe de soumaa, Chouchou, Yacine, Tounsi, Charaf, Sliman ; L'équipe*

A toutes mes amies

A toute ma famille de l'ENSH.

T.MOUSSAAB.

Remerciements

*D'abord je remercie dieu tout puissant pour m'avoir permis
d'accomplir dans les meilleures conditions ce travail et toutes mes études.*

Ma reconnaissance va plus particulièrement à :

*Ma promotrice Mme W.MOKRANE pour sa disponibilité
et son aide.*

A L'ensemble des enseignants qui m'ont suivi durant mon cycle d'étude.

*Mon respect aux membres du jury qui me feront l'honneur d'apprécier
mon travail*

*Je tiens à exprimer mes vifs remerciements à toutes les personnes
qui m'ont aidé tout au long de mon travail.*

T. MOUSSAAB.

ملخص:

تقع المنطقة التي نحن بصدد دراستها جنوب ولاية قسنطينة وهي منطقة حديثة النشأة وتسمى بالمدينة الجديدة وتعرف حاليا نقصا كبيرا في المياه.

يهدف هذا المشروع إلى تزويد أربع مجمعات سكنية كبرى بالمياه الصالحة للشرب انطلاقا من قناة تحويل مياه سد بني هارون ولاية ميلة وبئر بني مرزوق بولاية قسنطينة.

من خلال هذه الدراسة تعرفنا على كيفية انجاز هذا المشروع وعلى جميع المعدات والمنشآت اللازمة لإنجازه.

Résumé :

La zone que nous allons étudier se situe au Sud de la wilaya de Constantine, une zone moderne, qui s'appelle la nouvelle ville, connue une importante pénurie de l'eau.

Notre projet vise à fournir l'eau potable à quatre unités résidentielles majeures à partir du canal de transfert du barrage de Bni Aaron de la wilaya de Mila et forage de Bni Marzoug de la wilaya de Constantine.

Le but de cette étude consiste à faire la réalisation de ce projet et tous les ouvrages et les équipements nécessaires.

Abstract:

The zone of study located at the East of the wilaya of Constantine, is a new zone called new city. Currently it suffers from the absence of drinking water. So, the aim of this project is to provide four residential units with drinking water from canal water diversion Bni Aaron's dam Mila and the of Bni marzoug Constantine.

Through this study, we will learn about how to accomplish this project and all the equipment and structures needed to make it a success.

Sommaire :

Chapitre I : La présentation de la zone d'étude.

I.1.	Introduction :	1
I.2.	Situation géographique :	2
I.3.	Situation administrative :	3
I.4.	Situation climatologique :	4
I.4.1.	La température :	5
I.4.2.	Les précipitations :	6
I.4.3.	Le vent :	6
I.4.4.	La gelée :	7
I.4.5.	L'évaporation :	7
I.5.	Situation topographique :	7
I.6.	situation géologique :	8
I.7.	situation hydraulique :	8
I.7.1.	Production :	8
I.7.2.	Population :	8
I.8.	Conclusion :	10

Chapitre II : Estimation des besoins en eaux.

II.1.	Introduction :	11
II.2.	Estimation de la Population future :	11
II.3.	Estimation des débits :	13
II.3.1.	Généralité :	13
II.3.2.	Choix de la dotation :	13
II.3.3.	Catégories des besoins en eau :	13
II.4.	Estimation de la consommation moyenne journalière :	13
II.4.1.	Besoins domestiques :	14
II.4.2.	Besoins scolaires :	14
II.4.3.	Besoins sanitaires :	15
II.4.4.	Besoins socioculturels :	16
II.4.5.	Besoins administratifs :	16
II.4.6.	Besoins commerciaux :	17
II.4.7.	Besoins d'arrosage :	17
II.5.	Récapitulation des besoins en eau de l'agglomération :	18
II.6.	Variations de consommation maximale et minimale journalière :	18

Sommaire :

II.6.1.	Consommation maximale journalière :.....	18
II.6.2.	Consommation minimale journalière :.....	19
II.7.	Variation des débits horaires :.....	20
II.8.	Calcul de déficit de consommation :	24
II.9.	Conclusion :.....	25

Chapitre III : Les ouvrages de stockage.

III.1.	Introduction :	26
III.2.	Choix de la cote d'implantation et emplacement des réservoirs :.....	26
III.3.	Classification des réservoirs :.....	26
III.4.	Choix du réservoir :	26
III.5.	Equipements du réservoir :.....	27
III.5.1.	Conduite d'arrivée ou d'alimentation :	27
III.5.1.1.	Par Le haut :.....	27
III.5.1.2.	Par Le bas :	27
III.5.2.	Conduite de départ ou de distribution :.....	27
III.5.3.	Conduite de trop-plein :	28
III.5.4.	Conduite de vidange :	28
III.5.5.	Conduite by-pass :.....	29
III.5.6.	Matérialisation de la réserve d'incendie :.....	29
III.6.	Calcul de la capacité des réservoirs :.....	31
III.6.1.	La méthode analytique :.....	31
III.6.2.	Méthode graphique :.....	31
III.7.	Estimation de la capacité totale du réservoir par la méthode analytique :	33
III.8.	Forme des réservoirs :.....	35
III.9.	Conclusion :.....	37

Chapitre IV : Etude de l'adduction.

IV.1.	Introduction :	38
IV.2.	Types d'adduction :	38
IV.2.1.	Adduction gravitaire :.....	38
IV.2.2.	Adduction par refoulement :.....	39
IV.2.3.	Adduction mixte :	39
IV.3.	Choix de type de matériaux :.....	39

Sommaire :

IV.4.	Choix des matériaux de canalisation :	39
IV.4.1.	Fonte :	40
IV.4.2.	Acier :	40
IV.4.3.	PRV (Polyester Renforcé de fibre de Verre) :	40
IV.4.4.	PVC (Polychlorure de vinyle) et PEHD (polyéthylène) :	41
IV.5.	Comportement d'une adduction :	41
IV.5.1.	Cas de surpression :	42
IV.5.2.	Cas de dépression :	43
IV.6.	Proposition des variantes :	44
IV.6.1.	Choix du tracé (condition technique) :	44
IV.6.2.	Variante N°1 :	44
IV.6.3.	Variante N°2 :	45
IV.7.	Dimensionnement de l'adduction :	47
IV.7.1.	Détermination du diamètre avantageux (la partie gravitaire) :	47
IV.7.2.	La première la variante (longueur 1150m) :	49
IV.7.3.	Calcul des longueurs équivalentes de la conduite du réservoir vers la station de pompage :	49
IV.7.4.	Les caractéristiques des différents points :	50
IV.7.5.	Calcul des diamètres avantageux des tronçons de l'adduction :	50
IV.7.6.	Normalisation des diamètres :	51
IV.7.7.	Les frais d'investissement :	52
IV.7.8.	La deuxième la variante (longueur 925 m) :	53
IV.7.9.	Calcul des longueurs équivalentes de la conduite du réservoir vers la station de pompage :	53
IV.7.10.	Les caractéristiques des différents points :	54
IV.7.11.	Calcul des diamètres avantageux des tronçons de l'adduction :	54
IV.7.12.	Normalisation des diamètres :	55
IV.7.13.	Les frais d'investissement :	56
IV.8.	Etude technico-économique de l'adduction :	57
IV.8.1.	Etude de l'adduction par refoulement :	57
IV.8.2.	Calcul des pertes de charge :	58
IV.8.2.1.	Pertes de charge linéaires :	58
IV.8.2.2.	Pertes de charge singulières :	59
IV.8.2.3.	Pertes de charge totales (ΔH_t) :	59
IV.8.3.	Calcul de la hauteur manométrique totale :	59
IV.8.4.	Puissance absorbée par la pompe :	59
IV.8.5.	Energie consommée par la pompe :	60
IV.8.6.	Frais d'exploitation :	60

Sommaire :

IV.8.7. Calcul le prix de la conduite :	60
IV.8.8. Frais d'amortissement :	60
IV.8.9. Calcul le bilan total :	61
IV.8.10. Détermination des diamètres économiques de la conduite de refoulement :	61
IV.8.10.1. La première variante (longueur de 850 m) :	61
IV.8.10.2. Tronçon de la Station de Pompage – Réservoir de 20000 m ³ :	61
IV.8.10.3. La deuxième variante (longueur de 1050 m) :	65
IV.8.10.4. Tronçon Station de Pompage –Réservoir de 20000 m ³ :	65
IV.8.11. Le choix technico-économique de la meilleure variante :	69
IV.9. Conclusion :	71

Chapitre VI : Etude de pompage.

V.1. Introduction :	72
V.2. Définition :	72
V.3. Couplage des pompes :	72
V.4. Choix du type de pompe :	72
V.5. Choix du nombre de pompes :	73
V.5.1. Refoulement SP – Réservoir de 20000 m ³ :	73
V.6. Courbes caractéristiques des pompes :	74
V.7. Point de fonctionnement d'une pompe :	75
V.7.1. Courbe caractéristique de la conduite :	75
V.8. Modes de réglage :	77
V.8.1. Débit disponible > Débit appelé :	77
V.8.1.1. Réglage qualitatif :	77
V.8.1.2. Réglage quantitatif :	78
V.8.1.3. Augmentation des pertes de charge dans les conduites de refoulement :	78
V.8.1.4. Diminution de temps de pompage :	78
V.8.1.5. Changement du type de la pompe :	79
V.8.1.6. Rognage :	79
V.8.2. Débit disponible < Débit appelé :	80
V.8.2.1. Qualitatif :	80
V.8.2.2. Changement de type de pompe	80
V.9. Choix du moteur électrique :	81
V.9.1. Critères de choix du moteur électrique :	81
V.9.2. Vitesse de rotation du moteur :	81
V.9.3. Puissance fournie par le moteur :	81

Sommaire :

V.10.	Etude de la cavitation :	83
V.11.	Calage de la pompe :	84
V.12.	Bâtiment de la station de pompage :	85
V.12.1.	Types des bâtiments des stations de pompage :	85
V.12.2.	Modalité de construction du bâtiment :	85
V.13.	Dimensionnement du bâtiment :	86
V.13.1.	La hauteur du bâtiment :	86
V.13.2.	Largeur du bâtiment :	87
V.13.3.	La longueur du bâtiment :	87
V.14.	Equipements en amont et en aval des pompes :	87
V.14.1.	Bâche d'aspiration :	88
V.14.1.1.	Bâche de la station de pompage :	88
V.14.1.2.	Les dimensions correspondant à la prise d'eau :	88
V.14.1.3.	Calcul du diamètre de la bâche d'aspiration :	88
V.14.2.	Equipements en amont : Aspiration :	89
V.14.3.	Equipements en aval : Refoulement :	91
V.15.	Organes de raccordement :	94
V.15.1.	Coude :	94
V.15.2.	Cônes :	94
V.16.	Conclusion :	95
Chapitre VI : Protection contre l'anti bélier et corrosion interne.		
VI.1.	Introduction :	97
VI.2.	Protection des conduites contre le coup de bélier :	97
VI.2.1.	Les causes du coup de bélier :	97
VI.2.2.	Les conséquences du coup de bélier :	97
VI.2.2.1.	Cas de la surpression :	98
VI.2.2.2.	Cas de dépression :	98
VI.2.2.3.	Fatigue de la canalisation :	98
VI.2.3.	Description des phénomènes physiques :	98
VI.2.4.	Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier :	99
VI.2.5.	Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier :	99
VI.2.5.1.	Réservoirs d'air :	99
VI.2.5.2.	Cheminée d'équilibre :	100
VI.2.5.3.	Soupape de décharge :	100
VI.2.5.4.	Volant d'inertie :	100
VI.3.	Calcul des réservoirs d'air :	102

Sommaire :

VI.3.1. Méthode de VIBERT :	102
VI.3.2. Méthode de BERGERON :	102
VI.4. Dimensionnement des réservoirs d'air :	102
VI.4.1. Calcul de la célérité d'onde C :	104
VI.4.2. Calcul des capacités réservoirs d'air :	104
VI.5. Protection des conduites contre la corrosion :	104
VI.5.1. Facteurs de la corrosion :	104
VI.5.2. Corrosion externe :	105
VI.5.3. Corrosion interne :	105
VI.5.4. principaux types de protection contre la corrosion extérieure :	106
VI.5.5. Principaux types de protection contre la corrosion intérieure :	107
VI.6. Conclusion :	107

Chapitre VII : Organisation de chantier.

VII.1. Introduction :	107
VII.2. Différents travaux à entreprendre :	107
VII.2.1. Travaux concernant l'adduction :	107
VII.2.1.1. Exécution des tranchées :	107
VII.2.1.2. Pose du lit de sable :	107
VII.2.1.3. Pose des conduites :	107
VII.2.1.4. Epreuve de joint et de la canalisation :	107
VII.2.1.5. Remblayage des tranchées :	108
VII.2.1.6. Nivellement et compactage :	108
VII.2.2. Travaux concernant les stations de pompage :	108
VII.3. Calcul des volumes des travaux de l'adduction :	109
VII.3.1. Déblais d'excavation :	109
VII.3.1.1. La profondeur de la tranchée :	109
VII.3.1.2. Largueur de la tranchée :	109
VII.3.2. Lit de sable :	110
VII.3.3. Remblais compacté :	111
VII.3.4. Volume de la conduite :	111
VII.4. Choix des engins de terrassement :	113
VII.4.1. Pelle hydraulique :	113
VII.4.2. Bulldozer :	114
VII.4.3. Chargeur :	115

Sommaire :

VII.4.4. Compacteur :.....	115
VII.5. Planification des travaux :	116
VII.5.1. Planification des travaux de l'adduction :	116
VII.5.2. Définitions des tâches et leurs durées :.....	116
VII.5.2.1. La durée d'excavation :	116
VII.5.2.2. Définitions des tâches et leurs durées :.....	116
VII.5.2.3. Devis des travaux :	118
VII.6. Hygiène et sécurité :	118
VII.6.1. Les causes principales :.....	119
VII.6.2. Prévention :.....	119
VII.7. Conclusion :.....	120

Liste des tableaux :

Tableau I.1 : les coordonnées de la station d'AIN EL BEY.	5
Tableau I.2 : Répartition mensuelle moyenne des températures (période 1994/2008)	5
Tableau I.3 : Répartition mensuelle moyenne des précipitations (période 1984/2010)	6
Tableau I.4 : Répartition mensuelle moyenne des vitesses du vent (période 1994/2008)	6
Tableau I.5 : Répartition mensuelle moyenne des gelées (période 1998/2008).....	7
Tableau I.6 : évaporation moyenne mensuelle.....	7
Tableau I.7 : Tableau de répartition de la population en 2012.....	9
Tableau II.1 : Estimation de l'évolution de la population.....	12
Tableau II.2 : Besoins domestiques.....	14
Tableau II.3 : Récapitulatif des besoins scolaires.....	15
Tableau II.4 : Tableau récapitulatif des besoins sanitaires.....	15
Tableau II.5 : Tableau récapitulatif des besoins socioculturels.....	16
Tableau II.6 : Tableau récapitulatif des besoins administratifs.....	17
Tableau II.7 : Evaluation des besoins commerciaux.....	17
Tableau II.8 : Evaluation des besoins d'arrosage.....	17
Tableau II.9 : Récapitulation des besoins en eau de l'agglomération.....	18
Tableau II.10 : Pour les pertes et les équipements.....	18
Tableau II.11 : Consommations maximale et minimale journalière.....	20
Tableau II.12 : La variation horaire de la consommation d'eau dans divers centres d'agglomérations.....	21
Tableau II.13 : La Variation du débit horaire.....	22
Tableau II.14 : Tableau des déficits à combler à l'année 2012.....	24
Tableau II.15 : Tableau des surplus à combler à l'année 2040.....	24
Tableau III.1: Evaluation du volume résiduel du réservoir 01.....	33
Tableau III.2: Evaluation du volume résiduel du réservoir 02.....	34
Tableau IV.3 : Tableau donnant les dimensions des réservoirs.....	37
Tableau IV.1 : Coefficients K' , m , β pour différents types de tuyau.....	48
Tableau IV.2 : Les longueurs des différents tronçons de l'adduction	49
Tableau IV.3 : Les altitudes des différents points de l'adduction.....	50
Tableau IV.4 : Diamètres calculés pour différents tronçons de l'adduction.....	51
Tableau IV.5 : Diamètres normalisés pour différents tronçons de l'adduction.....	52
Tableau IV.6 : Pressions pour différents points de l'adduction.....	52
Tableau IV.7 : Frais d'investissement des conduites gravitaires.....	53

Tableau IV.8 : Les longueurs des différents tronçons de l'adduction.	54
Tableau IV.9 : Les altitudes des différents points de l'adduction.....	55
Tableau IV.10 : Diamètres calculés pour différents tronçons de l'adduction.....	56
Tableau IV.11 : Diamètres normalisés pour différents tronçons de l'adduction.	57
Tableau IV.12 : Pressions pour différents points de l'adduction.....	57
Tableau IV.13 : Frais d'investissement des conduites gravitaires.	57
Tableau IV.14 : Calcul de la HMT du tronçon du SP –Réservoir de 20000 m ³	63
Tableau IV.15 : Calcul des frais d'amortissement du SP–Réservoir de 20000 m ³	63
Tableau IV.16 : Calcul des frais d'exploitation du SP–Réservoir de 20000 m ³	64
Tableau IV.17 : Bilan total de la conduite de refoulement SP –Réservoir de 20000 m ³	64
Tableau IV.18 : Calcul de la HMT du tronçon du SP –Réservoir de 20000 m ³	67
Tableau IV.19 : Calcul des frais d'amortissement du SP–Réservoir de 20000 m ³	67
Tableau IV.20 : Calcul des frais d'exploitation du SP–Réservoir de 20000 m ³	68
Tableau IV.21 : Bilan total de la conduite de refoulement SP –Réservoir de 20000 m ³	68
Tableau IV.22 : Les résultats des deux variantes.	70
Tableau IV.23 : Choix de la meilleure variante.	71
Tableau V.1 : Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre.	73
Tableau V.2 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement.	76
Tableau V.3 : Coefficient de correction en fonction de la puissance.....	82
Tableau V.4 : Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température.....	83
Tableau V.5 : Tableau donnant les dimensions des bâches de reprise.....	88
Tableau V.6 : Vitesses admissibles (Aspiration).....	89
Tableau V.7 : vitesses admissibles (Refoulement).....	91
Tableau VI.1 : Les caractéristiques du tronçon de l'adduction de refoulement	103
Tableau VI.2 : Calcul de célérité d'onde du tronçon de l'adduction de refoulement.....	104
Tableau VI.3 : Calcul de volume réservoir d'air de l'adduction de refoulement.....	104
Tableau VII.1 : calcul du volume du déblai de l'adduction.	110
Tableau VII.2 : calcul du volume du lit de sable.....	110
Tableau VII.3 : calcul du volume des conduites.	111
Tableau VII.4 : Calcul le volume de remblai.	112
Tableau VII.5 : Volumes des travaux de l'adduction.....	112
Tableau VII.6 : Temps de réalisation des opérations de l'adduction.	117
Tableau VII.7 : Devis des différents travaux de pose de conduite.	118

Liste des figures :

Figure I.1 : La situation de la willaya de Constantine.....	1
Figure I.2 : Schéma de la willaya de Constantine et ses communes.....	3
Figure I.3 : La situation de la nouvelle ville.	4
Figure I.4 : La situation de la zone d'étude.....	4
Figure I.5 : Répartition des habitants par unités de voisinages.....	9
Figure II.1 : Répartition de la population.....	12
Figure II.2 : histogramme de la consommation journalière.....	23
Figure II.3 : La courbe de la consommation cumulée.....	23
Figure III.1 : Conduite de vidange et de trop plein.....	28
Figure III.2 : Conduite de by-pass.....	29
Figure III.3 : Coupe transversale d'un réservoir semi-enterré.....	30
Figure III.4 : Méthode graphique.....	32
Figure III.5 : La vue de la structure.....	35
Figure III.6 : La vue intérieure.....	36
Figure IV.1 : Problème de charge exagérée (éclatement de la conduite).....	42
Figure IV.2 : Problème d'écrêtement (implosion de la conduite).....	43
Figure IV.5 : Schéma vertical des stations de pompes projetées.....	47
Figure IV.6 : Schéma du tracé de la variante 01.....	49
Figure IV.7 : Schéma du tracé de la variante 02.....	54
Figure IV.8 : Schéma des frais du bilan total et exploitation et amortissement.....	65
Figure IV.9 : Schéma du bilan total.....	65
Figure IV.10 : Schéma des frais du bilan total et exploitation et amortissement.....	69
Figure IV.11 : Schéma du bilan total.....	69
Figure IV.12 : Tracé de l'adduction.....	71
Figure V.1 : Les courbes caractéristiques de la pompe (SP) de type MEC-AZRBH 2/125A CAPRARI.....	74
Figure V.2 : Schéma d'une pompe centrifuge.....	75
Figure V.3 : Point de fonctionnement de la pompe (SP).....	77
Figure V.4 : Courbe caractéristiques de la SP après réglage.....	81
Figure V.5 : Joint, Coude et clapet anti-retour.....	90
Figure V.6: Vanne d'aspiration, conduites d'aspiration collective et individuelle convergent, coude et manomètre.....	91

Figure V.7 : Pompe et moteur, divergent, coude, manomètre, conduites de refoulement individuel et collectif, clapet anti-retour.	92
Figure V.8 : Conduite de refoulement et ventouse.....	93
Figure V.9 : Coude, vanne à opercule et convergent.	94
Figure VI.1 : Réservoir anti bélier à vessie butyle (d'après document CHARLATTE).	100
Figure VI.2 : sens d'écoulement en arrêt régime permanent.	101
Figure VI.3 : sens d'écoulement avec Brusque de la pompe et clapet ouvert.....	101
Figure VI.4 : sens d'écoulement quand le clapet est fermé.....	101
Figure VI.5 : Installations de tuyaux recouverts d'une protection en polyéthylène.....	106
Figure VII.1 : Pelle hydraulique.....	114
Figure VII.2 : Bulldozer.	114
Figure VII.3 : Chargeur.	115
Figure VII.4 : Compacteur.	115
Figure VII.5. Réseau à nœuds représentant les travaux sur chantier.	117

LISTE DES PLANCHES

- 1. Plan de masse.**
- 2. Plan du tracé de l'adduction.**
- 3. Profil en long de l'adduction gravitaire-refoulement.**
- 4. Plan de la station de pompage.**
- 5. les accessoires qui sont utilisé dans l'adduction.**

Introduction générale

Introduction générale

Le manque d'eau potable est devenu la préoccupation quotidienne des algériens, c'est dans ce contexte que s'inscrit notre travail qui consiste à l'étude de l'adduction en eau potable de quatre unités de voisinages (UV19.UV20.UV20 Extension et Extension sud) de la nouvelle ville la Wilaya de Constantine à partir de réservoir de 20000 m³ pour répondre confortablement à la demande à notre horizon d'étude 2040.

La zone d'étude a besoin d'une quantité importante en eau potable, parce que les ressources actuelles sont insuffisantes (forage Bni marzoug).c'est dans ce contexte qu'entre l'objectif du présent mémoire.

Pour ce faire nous avons établi le plan suivant :

Dans le premier chapitre, nous allons prendre connaissance des différentes situations de la zone de notre étude.

Le second chapitre s'intéressera à l'estimation des besoins en eau potable de la population cible.

Nous passerons, par la suite à l'étude du stockage objectif du chapitre 03.

Dans le chapitre 04, nous établirons l'étude de l'adduction tenant compte de l'aspect technico-économique.

Puis, dans le chapitre 05 nous étudions le pompage des points de vue choix de pompes, bâtiment et calage.

Le chapitre 06 aura comme but l'étude de la protection de l'adduction contre le coup de bélier.

L'organisation de chantier et la sécurité du travail feront l'objet du chapitre 07.

Et enfin, il sera terminé par une conclusion générale.

L'estimation des besoins en eau pour l'horizon de l'étude 2040, nous conduira à déterminer le débit transféré à la zone d'étude, ou l'on pourra définir la variante optimale de l'adduction. La mise en service de ce projet va permettre d'améliorer le réseau d'A.E.P et par conséquence améliore le cadre de vie des citoyens.

Ce mémoire de fin d'étude se compose de sept chapitres, tous d'une importance majeure, qu'on essayera de développer au maximum.

Chapitre I :

PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

LA PRESENTATION DE LA VILLE :

I.1. Introduction :

Constantine l'une des plus importantes agglomérations en Algérie. La ville qui reprend son droit de ville touristique s'investit depuis quelques années pour renouveler la qualité urbaine notamment par des projets d'embellissement minutieux pouvant léguer à cette ville historique son visage coutumier.

On ne va pas modifier l'image de la ville mais la moderniser. Constantine aborde donc ce troisième millénaire par un ensemble de projets. Certains sont déjà en chantier d'autres sont déjà entamés. L'un des plus importants projets futuristes est certainement la construction d'une nouvelle ville ALI MENDJELI.

La willaya de Constantine se trouve à l'Est de l'Algérie elle se situe entre 04 willaya au Nord par Skikda, au Est par Guelma, au Ouest par Mila et au sud par la willaya de Oum Bouaki et voilà le schéma explicatif :



Figure I.1 : La situation de la willaya de Constantine.

I.2. Situation géographique :

La nouvelle ville D'ALI MENDJELI se trouve au sud de la wilaya de CONSTANTINE, elle dépend administrativement de la commune d'EL KHROUB, elle s'étend sur une superficie de 1500 Ha avec une capacité de 50000 logements pour une population attendue de 300000 habitants, cette surface est répartie sur 05 quartiers chacun est divisé en quatre (4) unités de voisinage (UV).

- Quartier N°01 : UV N° 01 ,02 ,03 et 04.
- Quartier N°02 : UV N° 05 ,06 ,07 et 08.
- Quartier N°03 : UV N° 09, 10, 11 et 12.
- Quartier N°04 : UV N° 13. 14. 15 et 16.
- Quartier N°05 : UV N° 17, 18, 19 et 20.

La nouvelle ville est caractérisée par sa position stratégique comme un élément de jonction entre les quatre grandes agglomérations à savoir la ville de CONSTANTINE au nord, ville d'EL KHROUB à l'est, AIN SMARA à l'ouest et GUETTRE EL AICHE au sud, sa proximité de grande infrastructure de communication, la route nationale reliant CONSTANTINE, BATNA et BISKRA , l'autoroute Est Ouest et l'aéroport de CONSTANTINE.

Notre travail consiste à étudié une adduction de l'eau potable de quartier N°05 (des unités de voisinages UV19 UV20, UV20 extension et l'extension sud) de la nouvelle ville d'ALI MENDJELI – wilaya de Constantine à partir du réservoir 20 000 m³.



Figure I.2 : Schéma de la willaya de Constantine et ses communes.

I.3. Situation administrative :

Notre site est situé au sud de la ville ALI MENDJELI limité par :

- Au nord : les unités de voisinage 12, 17 et hôpital militaire.
- Au sud-ouest : daïra EL KHROUB.
- A l'Ouest : unités de voisinage 18 et la commune de AIN SMARA.
- A l'est : la commune SALAH DERRADJI.
- Au sud-est : la commune GUETTAR EL AICH et la zone militaire.

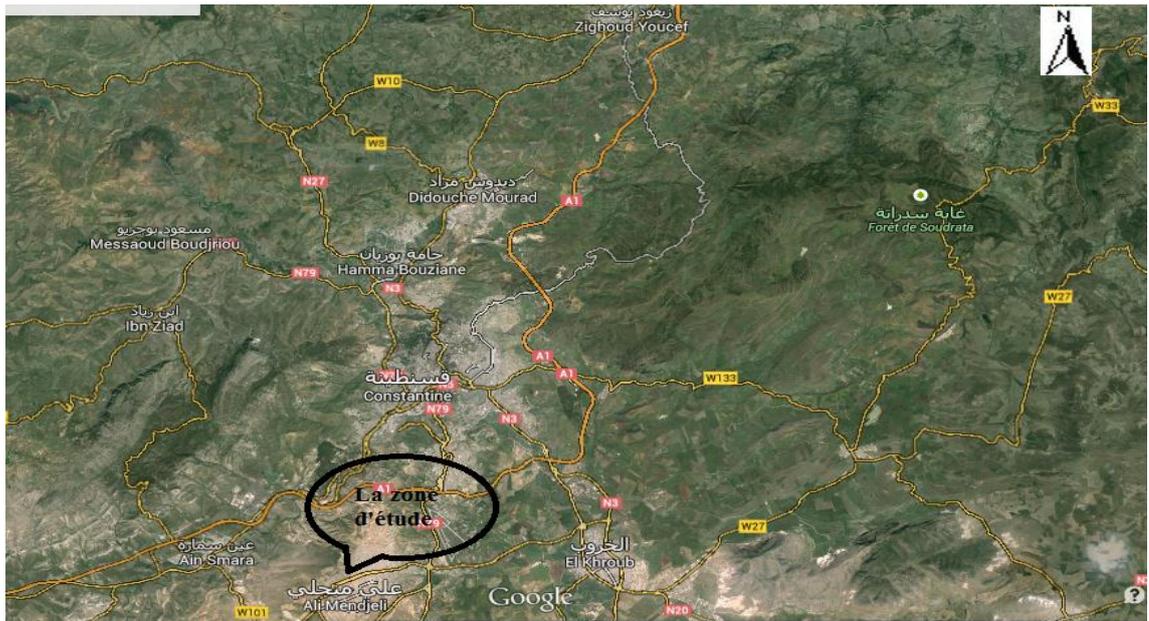


Figure I.3 : La situation de la nouvelle ville.

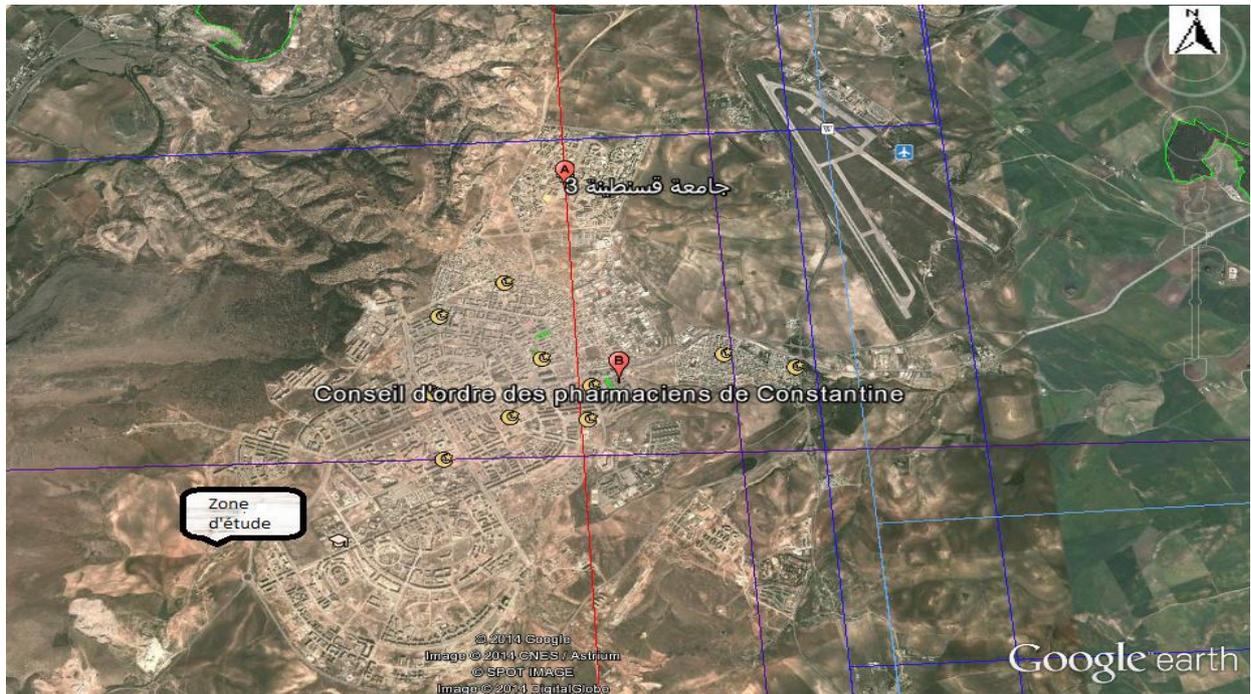


Figure I.4 : La situation de la zone d'étude.

I.4. Situation climatologique :

En général, la wilaya de Constantine jouit d'un climat typique à celui des villes d'intérieur Algérienne. Se caractérisant par un hiver humide et froid et un été sec et chaud, il est de type continental. Selon la monographie de la wilaya, deux grandes zones peuvent être distinguées, au nord le climat est proche de subhumide, par contre au sud il est semi-aride.

La base des données est disponible au niveau de la station de Constantine (AIN ELBEY). Les caractéristiques de cette dernière sont données dans le tableau I.1 :

Tableau I.1 : Les coordonnées de la station d'AIN EL BEY.

Station	Altitude	Longitude	Latitude
Ain el bey	694m	6° 37 E	36° 17 N

I.4.1. La température :

L'écart moyen de la température entre la saison hivernale et estivale est très important. Les données moyennes mensuelles interannuelles sont présentées dans le tableau I.02 :

Tableau I.2 : Répartition mensuelle moyenne des températures (période 1994/2008).

Mois	Jan	Fév.	Mar	Avr	Mai	Juin	Juill	Aou	Sep	Oct	Nov	Dec
T (°c)	7,28	7,91	10,43	14,38	19,13	26,15	27,75	26,93	22,33	18,48	11,53	7,8

(Source : ONM)

L'analyse du tableau I.02 montre que la saison froide s'installe pendant trois (04) mois. Dans cette période la température moyenne ne dépasse pas 11C⁰. En période chaude, la température moyenne excède les 26 C⁰. La température minimale est moins de 8C⁰, elle est prise au mois de janvier. La maximale dépasse les 27C⁰ au mois de juillet.

I.4.2. Les précipitations :

Les données pluviométriques interannuelles sont données dans le tableau I.03

Tableau I.3 : Répartition mensuelle moyenne des précipitations (période 1984/2010).

Mois	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juill	Aou	Sep	Oct	Nov	Dec
P (mm)	76.77	62.44	62.73	58.51	46.85	18.92	4.97	10.63	46.68	41.59	57.45	97.76

(Source : ANRH w.constantine2013)

- Saison pluvieuse de Novembre à Avril.
- Saison sèche de Juin, Juillet et Août.
- Saison moyenne de Septembre, Octobre et Mai.

La pluviométrie annuelle est de l'ordre de 585.3 mm /an.

I.4.3. Le vent :

Les moyennes mensuelles des vitesses du vent exprimées en (m/s), sont rassemblées dans le tableau I.04.

Tableau I.4 : Répartition mensuelle moyenne des vitesses du vent (période 1994/2008).

Mois	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juill	Aou	Sep	Oct	Nov	Dec	V _{moy}
V (m/s)	1.9	2.25	2.43	2.38	2.05	2.38	2.18	2.07	1.8	1.73	1.85	2.13	2.10

La vitesse moyenne annuelle du vent est de l'ordre de 2,10m/s, la vitesse maximale est enregistrée aux mois d'avril et mars avec des valeurs respectives de 2,38m/s, 2,43m/s et le minimal est de 1,73 m/s enregistrée au mois d'octobre.

I.4.4. La gelée :

Les données interannuelles sont données dans le tableau I.05,

Tableau I.5 : Répartition mensuelle moyenne des gelées (période 1998/2008).

mois	Jan	FEV	MAR	AVR	MAI	JUN	JUL	AOU	SEP	OCT	NOV	DEC
gelée	9.1	7.6	4.2	1.1	0	0	0	0	0	0	0.3	6.1

Source : station météorologique (1998-2008)

La fréquence de jours de gelée est relativement faible.

C'est pendant les mois de janvier qu'on note le nombre de journées de gelée où il dépasse les neuf (09) jours par an. Cette composante du climat a un effet néfaste sur la végétation.

I.4.5. L'évaporation :

Les données obtenues au niveau de la station météorologique de Constantine sont exprimés dans le tableau suivant :

Tableau I.6 : Evaporation moyenne mensuelle (1994/2010).

Mois	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juill	Aou	Sep	Oct	Nov	Dec	Emoy
E_{vap} (mm)	29.45	35.3	55.19	60.55	87.7	111.1	157	122	94	87.8	47.4	31.9	76.66

(Source : ONM)

On remarque que les valeurs extrêmes sont observées durant le mois de juillet pour le maximum (157mm) et le mois de janvier pour le minimum (29.45mm) et une moyenne annuelle de 76.56.

I.5. Situation topographique :

La commune d'ALI MENDJELI possède des pentes douces entre 8% et 14%. A une altitude moyenne qui est de 800 m. Elle est implantée sur un site vierge et vaste.

I.6. situation géologique :

La géologie du sol joue un rôle très important de point de vue économique et stabilité car elle détermine le mode de réalisation des tranchées et les engins à mettre en place sur le chantier. Selon les observations faites sur le terrain et l'examen de la carte géologique d'oued el Athmania, les terrains sont de bonne consistance (argiles et formations calcaires et marnes en position subhorizontale). Les études géotechniques ont abouti à une bonne portance et à l'absence de glissement.

I.7. situation hydraulique :

Cette partie a pour but de mettre en évidence la situation actuelle de l'adduction d'alimentation en eau potable de la ville d'ALI MENDJELI (Quartier N05 : UV 19, UV 20, UV20 EXTENSION ET EXTENSION SUD) et faire une analyse sur les ressources existantes et les différents réservoirs de stockage de production,

I.7.1. Production :

D'après les services de la direction de l'hydraulique de wilaya de Constantine, les ressources hydriques mobilisées pour la nouvelle ville ALI MENDJELI sont à partir du barrage de **BENIHAROUN** avec un débit de 860 l/s et un débit de 130l/s à partir du forage de **BOUMERZOUG**,

I.7.2. Population :

Lors de recensement national de 2012, la population totale des quatre centres urbains de la zone d'étude atteignait 102540 habitants (d'après l'APC de la nouvelle ville la Wilaya). Cette population est répartie comme suit entre les différentes unités de voisinages.

Tableau I.7 : Tableau de répartition de la population en 2012.

Unité de voisinage	Nombre d'habitants
UV 19	15080 hab
UV 20	14354 hab
UV 20 Extension	31066 hab
Extension sud	42040 hab
Total	102540 hab

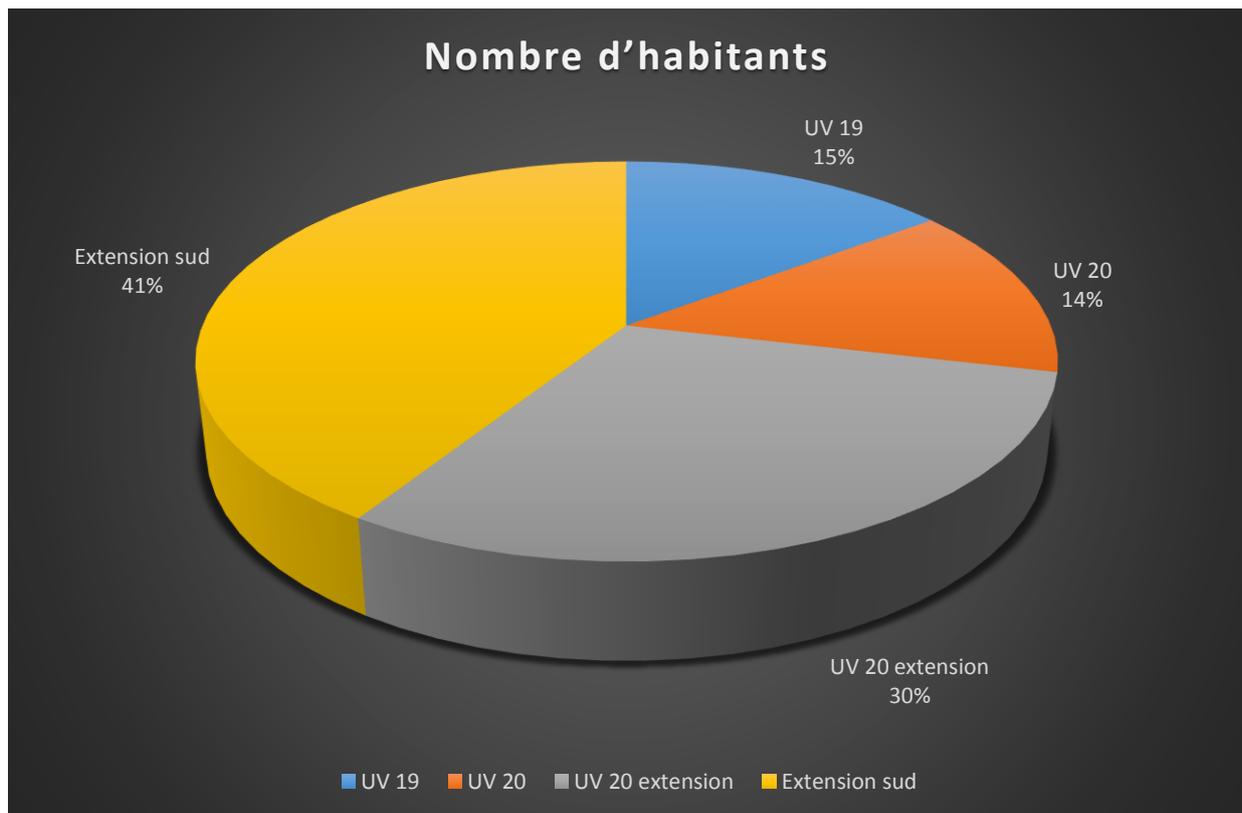


Figure I.5 : Répartition des habitants par unités de voisinages.

I.8. Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons défini les données nécessaires concernant notre région du point de vue topographie, climatologique, démographique ainsi que la situation hydraulique actuelle.

Ces données nous serviront pour entamer notre étude du projet.

Chapitre II :

ESTIMATION DES BESOINS EN EAUX

ESTIMATION DES BESOINS EN EAUX**II.1. Introduction :**

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

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

II.2. Estimation de la Population future :

Pour l'estimation de la population future, nous prenons un horizon de 28 ans et nous adopterons un taux d'accroissement de 1.5 %. Pour les calculs de la population future nous utiliserons finalement la formule des intérêts composés :

$$P = P_0 \times (1 + t)^n \quad \text{(II.1)}$$

Avec :

P_n : Population à l'horizon 2040.

P_0 : Population actuelle.

t : Taux d'accroissement de la population en %.

n : Nombre d'années séparant les deux horizons.

Remarque :

Ce calcul est fait avec un taux d'accroissement de 1.5 %, et cela d'après le service d'A.P.C de Constantine.

Tableau II.1 : Estimation de l'évolution de la population.

Unité de voisinage	Nombre d'habitant 2012	Le taux d'accroissement (%)	Nombre d'habitant 2040
UV 19	15080	1.5	22880
UV20	14354	1.5	21778
UV20 extension	31066	1.5	47134
Extension sud	42040	1.5	63783
total	102540	1.5	155575

Source : (A.P.C d'Ali mendjeli)

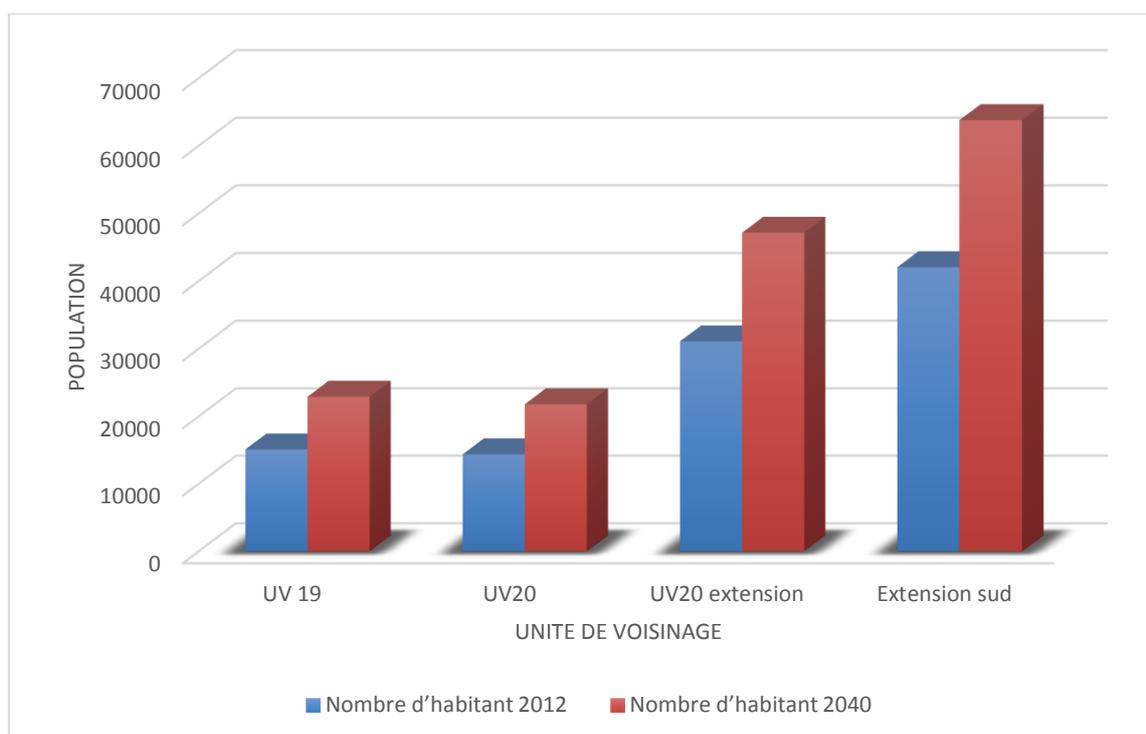


Figure II.1 : Répartition de la population.

II.3. Estimation des débits :**II.3.1. Généralité :**

Les quantités des eaux de la consommation sont à considérer selon les valeurs des débits de pointe qui conditionnent explicitement le dimensionnement des conduites, les débits seront évalués sur la base des consommations d'eau globales de l'agglomération observée au jour de la forte consommation de l'année, rapporté à l'unité habitant sur une période de 24 heures.

II.3.2. Choix de la dotation :

En se basant sur les tendances et les recommandations internationales la dotation moyenne par habitant et par jour, sans tenir compte de l'industrie, se situe comme suit :

- Ville de moins de 20000 hab. : 150 à 200 l/j/hab.
- Ville de 20000 à 100000 hab. : 200 à 300 l/j/hab.
- Ville de plus de 100000 hab. : 300 à 350 l/j/hab.

II.3.3. Catégories des besoins en eau :

Les différentes catégories des besoins des consommations sont :

- Besoins domestiques
- Besoins scolaires
- Besoins sanitaires
- Besoins administratifs
- Besoins socioculturels
- Besoins commerciaux
- Besoins d'arrosage.

II.4. Estimation de la consommation moyenne journalière :

Les besoins journaliers sont calculés comme suit

$$Q_{moy,j} = \frac{1}{1000} \times dot \times N \dots\dots\dots (m^3 / j) \quad (II.2)$$

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

Dot : Dotation moyenne en (l/j/hab).

N : Nombre d'habitants

II.4.1. Besoins domestiques :

L'estimation des besoins domestiques en eau potable dépend de l'accroissement démographique et de l'amélioration du niveau de vie. La consommation moyenne journalière de la zone concernée par l'étude, est égale à la dotation que multiplie le nombre total des habitants.

Tableau II.2 : Besoins domestiques.

Horizon	Population	Dotation (l/j/hab.)	$Q_{\text{moy},j}$ (m^3/j)
2012	102540	250	25635.00
2020	115511	250	28877.75
2030	134055	250	33513.75
2040	155575	250	38893.74

II.4.2. Besoins scolaires :

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

Tableau II.3 : Récapitulatif des besoins scolaires.

Etablissement	Nombre	Effectifs	Dotation (l/j/élève)	Q_{moy, j} (m³/j)
Primaires	07	339	10	33.95
CEM	04	3260	10	32.60
Lycée	03	295	10	29.50
Crèche	02	80	10	0.8
	01	50	10	0.5
CFPA	01	121	10	1.21
Total	18	985	-----	98.5

II.4.3. Besoins sanitaires :

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

Tableau II.4 : Tableau récapitulatif des besoins sanitaires.

Type d'équipement	Nombre	Unité (m²)	Dotation (l/j/m²)	Q_{moy, j} (m³/j)
Polyclinique	01	400	20	8
Centre de santé	04	850	20	17
Salle de soin	07	400	20	8
Laboratoire de police	01	100	15	1.5
Pharmacies	05	500	05	2,5
Total	13	1850	-----	35

II.4.4. Besoins socioculturels :

Équipements socioculturels et leurs besoins en eau sont présentés dans le tableau suivant

Tableau II.5 : Tableau récapitulatif des besoins socioculturels.

Type d'équipement	Unité (...)	Nombre	Dotation (l/j/m ²)	Q _{moy, j} (m ³ /j)
Maison de jeune	Employé	50	20	1
Centre culturel	Adhèrent	500	25	12.5
03Mosquée	Fidèle	15000	20	300
Cinéma	m ²	250	05	1.25
Stade	m ²	3000	05	15
Parc d'attraction	Visiteur	6000	05	30
Totale	-----	24800	-----	359.75

II.4.5. Besoins administratifs :

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

Tableau N°II.6 : Tableau récapitulatif des besoins administratifs.

Type d'équipement	d'employé	Nombre	Dotation (l/j/usager)	Q moy, j (m³/j)
Centre régional des impôts	Employé	30	15	0.45
D.A.S	Employé	20	15	0.3
Algérie télécom	Employé	150	15	2.25
Poste	Employé	30	15	0.45
Sureté urbaine	Agent	100	25	2.5
Protection civile	Unité	4	6250	25
Total				30.95

II.4.6. Besoins commerciaux :

Tableau II.7 : Evaluation des besoins commerciaux.

Equipement	Unité (m²)	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Qmoy, j (m³/j)
Marché	Unité	1000	5	5
02Centre commercial	Unité	2000	10	20
Total				25

II.4.7. Besoins d'arrosage :

Tableau II.8 : Evaluation des besoins d'arrosage.

Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Q moyj (m³/j)
Jardin publique	m²	1200	5	6

II.5. Récapitulation des besoins en eau de l’agglomération :

Après l’étude détaillée des besoins, nous dressons un tableau récapitulatif pour pouvoir calculer le débit total nécessaire pour l’alimentation de la localité jusqu’à l’horizon.

Tableau II.9 : Récapitulation des besoins en eau de l’agglomération.

Catégories des besoins	Q _{moy, j} (m ³ /j)
Domestiques	38893.74
Scolaires	98.56
Administratifs	35
Sanitaires	359.75
Socioculturels	30.95
Commerciaux	25
Arrosages	6
Total	39449,00

Tableau N°10 : Pour les pertes et les équipements.

	%	Q moy, j (m ³ /j)
Les pertes (les fuites)	15%	5917,35
Les équipements	20%	7889,80

Les pertes =15% Q moy, j, donc : Q moy,j= 5917,35 m³/j et 68,49 l/s et on a aussi le débit moyen des équipements qui est égal= 7889,80 ou 91,32 l/s.

II.6. Variations de consommation maximale et minimale journalière :

II.6.1. Consommation maximale journalière :

Par rapport à la consommation moyenne journalière déterminée, nous pouvons mettre en évidence un rapport nous indiquant de combien de fois la consommation maximale dépassera la moyenne de consommation. Ce rapport est désigné sous le terme de coefficient d’irrégularité journalière maximum et noté K_{maxj} Ainsi nous pouvons écrire :

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

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

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

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

On prend $K_{\max.j}=1,2$

D'où : $Q_{\max.j}=1,2*Q_{\text{moy.j}}$

Et pour les autres besoins on prend le $K_{\max.j} = 1$.

II.6.2. Consommation minimale journalière :

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

$$K_{\min.j} = \frac{Q_{\min.j}}{Q_{\text{moy.j}}} \quad (\text{II .4})$$

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

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

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

On prend $K_{\min.j}=0,8$,

D'où : $Q_{\min.j} = 0,8*Q_{\text{moy.j}}$.

Tableau II.11 : Consommations maximale et minimale journalière.

Année	Catégories des besoins	Qmoy.j (m ³ /j)	Kmax,j	Q max.j (m ³ /j)	Kmin,j	Q min.j (m ³ /j)
2040	Domestiques	38893,74	1,2	46672,49	0,8	31114.99
	Scolaires	98.56	1	98.56	0.8	78.85
	Administratifs	35	1	35	0.8	28
	Sanitaires	359.75	1	359.75	0.8	287.80
	Socioculturels	30.95	1	30.95	0.8	24.76
	Commerciaux	25	1	25	0.8	20
	Arrosages	6	1	6	0.8	4.8
	Les pertes (les fuites)	5917,35	--	5917,35	--	5917.35
	Les équipements	7889,80	--	7889,80	--	7889.80
	Total	53256.15	--	61034,90	--	45366.35

En intégrant les coefficients d'irrégularité journalière maximum et minimum, on garantit la satisfaction des besoins en eau de notre agglomération ce qui permet de dimensionner le réseau en fonction du débit maximum journalier qui est égal à **Q max,j = 61034,90 (m³/j)** c'est-à-dire **Q max,j = 706,42l /s.**

II.7. Variation des débits horaires :

Dans la présente étude, pour la détermination du débit de pointe, on a opté pour la méthode donnant la variation horaire de la consommation totale dans cette d'agglomération en basant sur le tableau II.12 (voir annexe I), la variation du débit horaire est exprimée en pourcentage du débit maximum journalier.

Etant donné que la zone d'étude comprend sept localités, alors on doit établir la répartition horaire du débit maximum journalier pour chacune d'elles. A l'horizon 2040, Le nombre d'habitants de ce quartier est plus de 100000 correspondent à la troisième colonne de répartition.

Tableau II.12 : La variation horaire de la consommation d'eau dans divers centres d'agglomérations.

Heures	Nombres d'habitants				
	moins de 10000	De 10001 à 500000	De 50001 à 100000	Plus de 100000	Agglomération de type rurale
0-1	1.00	1.50	3.00	3.35	0.75
1_2	1.00	1.50	3.20	3.25	0.75
2_3	1.00	1.50	2.50	3.30	1.00
3_4	1.00	1.50	2.60	3.20	1.00
4_5	2.00	2.50	3.50	3.25	3.00
5_6	3.00	3.50	4.10	3.40	5.50
6_7	5.00	4.50	4.50	3.85	5.50
7_8	6.50	5.50	4.90	4.45	5.50
8_9	6.50	6.25	4.90	5.20	3.50
9_10	5.50	6.25	5.60	5.05	3.50
10_11	4.50	6.25	4.80	4.85	6.00
11_12	5.50	6.25	4.70	4.60	8.50
12_13	7.00	5.00	4.40	4.60	8.50
13_14	7.00	5.00	4.10	4.55	6.00
14_15	5.50	5.50	4.20	4.75	5.00
15_16	4.50	6.00	4.40	4.70	5.00
16_17	5.00	6.00	4.30	4.65	3.50
17_18	6.50	5.50	4.10	4.35	3.50
18_19	6.50	5.00	4.50	4.40	6.00
19_20	5.00	4.50	4.50	4.30	6.00
20_21	4.50	4.00	4.50	4.30	6.00
21_22	3.00	3.00	4.80	4.20	3.00
22_23	2.00	2.00	4.60	3.75	2.00
23_24	1.00	1.50	3.30	3.70	1.00
total	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00

Tableau II.13 : La Variation du débit horaire.

Heures	Consommation totale		La courbe de la consommation	
	Q max, j=61034,90 (m ³ /j)		Cumulée (intégrale)	
(h)	%	m ³ /h	%	m ³ /h
00_01	3,35	2044,67	3,35	2044,67
01_02	3,25	1983,63	6,60	4028,30
02_03	3,3	2014,15	9,90	6042,46
03_04	3,2	1953,12	13,10	7995,57
04_05	3,25	1983,63	16,35	9979,21
05_06	3,4	2075,19	19,75	12054,39
06_07	3,85	2349,84	23,60	14404,24
07_08	4,45	2716,05	28,05	17120,29
08_09	5,2	3173,81	33,25	20294,10
09_10	5,05	3082,26	38,30	23376,37
10_11	4,85	2960,19	43,15	26336,56
11_12	4,6	2807,61	47,75	29144,16
12_13	4,6	2807,61	52,35	31951,77
13_14	4,55	2777,09	56,90	34728,86
14_15	4,75	2899,16	61,65	37628,02
15_16	4,7	2868,64	66,35	40496,66
16_17	4,65	2838,12	71,00	43334,78
17_18	4,35	2655,02	75,35	45989,80
18_19	4,4	2685,54	79,75	48675,33
19_20	4,3	2624,50	84,05	51299,83
20_21	4,3	2624,50	88,35	53924,33
21_22	4,2	2563,47	92,55	56487,80
22_23	3,75	2288,81	96,30	58776,61
23_24	3,7	2258,29	100,00	61034,90
Total	100			

Le débit de pointe Q max.h pour toute les unités de voisinages est de **3173,81m³/h** et survient entre 8h et 13h et Q min, h est égale **1953, 12m³/h**.

-L'histogramme de la consommation journalière.

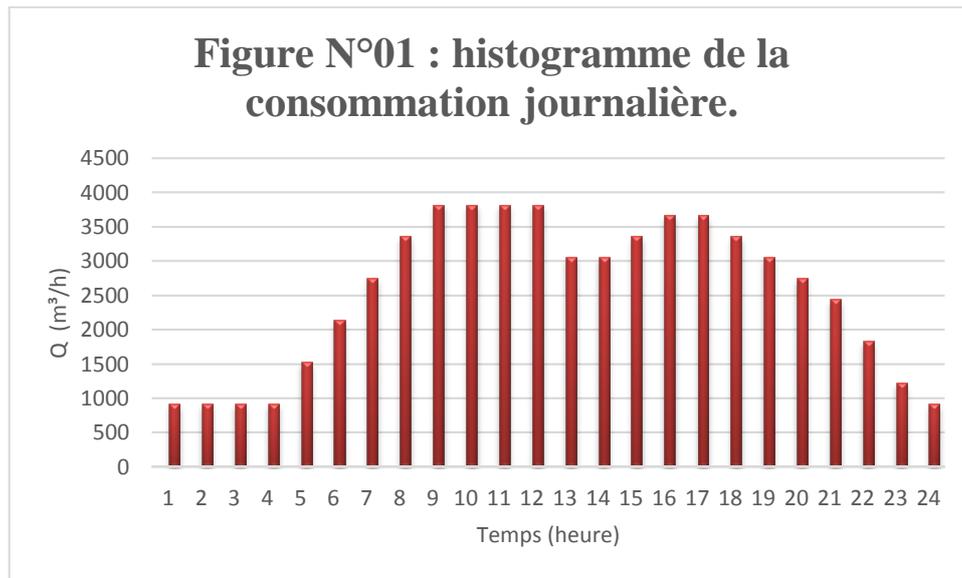


Figure II.2 : Histogramme de la consommation journalière.

- La courbe cumulée de la consommation.

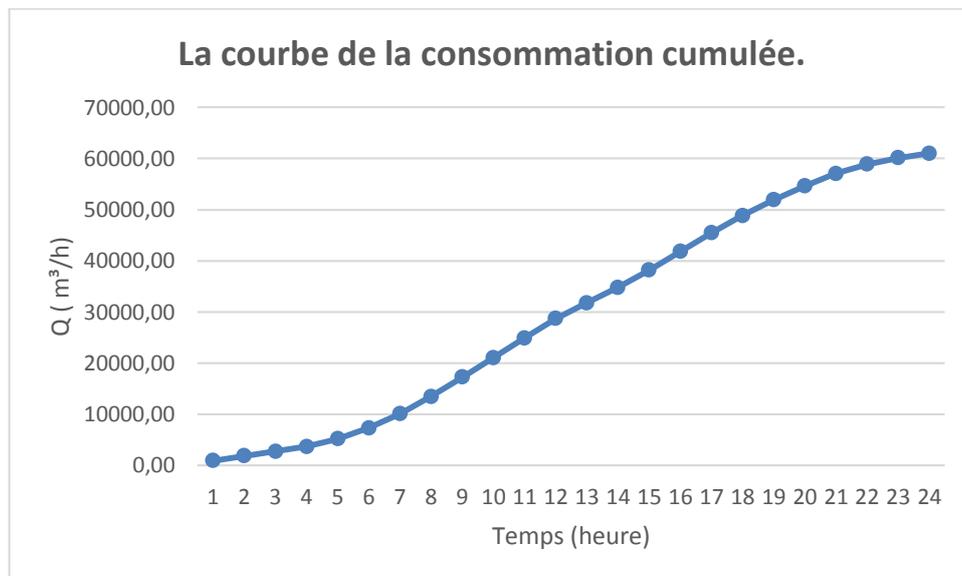


Figure II.3 : La courbe de la consommation cumulée.

II.8. Calcul de déficit de consommation :

Pour satisfaire les besoins en eau à l'horizon d'étude (2040), il est nécessaire de calculer le déficit.

Le déficit est la différence entre les besoins estimés et la production en eau existante. On a un débit à partir d'un forage qu'il est égal 130 l/s c'est la seule production existant en 2012.

Le tableau ci-dessous représente le déficit journalier.

Tableau II.14 : Tableau des déficits à combler à l'année 2012.

Besoins en eau à l'an 2040 (m³/j)	Production en eau existante (m³/j)	Deficit (m³/j)
61034,90	11232	49802.9

Donc le déficit est estimé **576.42 l/s**.

Mais à cause de ce déficit et en 2012 ils ont ramenés une conduite à partir du barrage de Bni Harron de la willaya de Mila de diamètre 800mm et de débit de 860 l/s pour satisfait ces besoins, mais ce n'est pas notre étude (adduction entre le barrage et le réservoir de 20000 m³ avec une longueur de 40 km) et d'après les calculs on a obtenu un surplus et voilà le tableau qui démontre les résultats suivants :

Tableau II.15 : Tableau des surplus à combler à l'année 2040.

La production = **130 + 860 = 990 l/s**.

Le débit de forage = 130 l/s.

Le débit du barrage = 860 l/s.

Besoins en eau à l'an 2040 (m ³ /j)	Production en eau existante (m ³ /j)	Surplus (m ³ /j)
61034,90	85536	24501.10

Donc le surplus est estimé par un débit est égale 283.58 l/s.

II.9. Conclusion :

Ce chapitre nous a permis d'évaluer la consommation moyenne journalière de cette l'agglomération qui est de **39449.00m³/j**, avec les pertes et les équipements sont respectivement **5917,35 et 7889,80 m³/j**.

Cette dernière nous permettra de déterminer les caractéristiques de la consommation en eau qui fera l'objet de notre prochain chapitre.

Après comparaison entre le débit maximum journalier $Q_{\max.j} = 61034,90 \text{ m}^3/\text{j}$ caractérisant la consommation aux débits disponibles $Q_{\text{fourni}} = 85536 \text{ m}^3/\text{j}$. (débits de barrage + débit de forage), on remarque qu'il n'y a pas de déficit, et que les ressources existantes peuvent satisfaire largement la totalité des besoins en eau potable de la nouvelle ville.

Chapitre III :

LES OUVRAGES DE STOCKAGE

LES RESERVOIRS DE STOCKAGE

III.1. Introduction :

Dans le cadre de notre projet de l'adduction, les réservoirs de stockage représentent un élément indispensable, Donc le but de ce chapitre est de déterminer les volumes de stockage nécessaires et les vérifier de telle façon qu'on assure le meilleur fonctionnement des réseaux.

III.2. Choix de la cote d'implantation et emplacement des réservoirs :

Dans notre étude, l'emplacement choisi pour les réservoirs, d'une façon qu'il soit compatible avec l'un des rôles qu'il doit jouer, c.à.d. assurer aux abonnées une pression suffisante.

En conséquence, l'altitude de la cuve et plus précisément, son radier doit se situer à un niveau supérieur à la plus haute cote piézométrique exigée sur l'adduction.

III.3. Classification des réservoirs :

On peut classer les réservoirs en plusieurs catégories :

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

- Les réservoirs en maçonnerie.
- Les réservoirs en béton armé ou ordinaire.

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

- Enterrées.
- **Semi-enterrés.**
- Surélevés.

D'après leurs formes :

- Circulaires.
- **Rectangulaires.**
- Carrés.

III.4. Choix du réservoir :

Ce sera bien entendu une question de type 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 économiques.

III.5. Equipements du réservoir :

Le réservoir doit être équipé :

III.5.1. 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 :

III.5.1.1. Par Le haut :

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.

III.5.1.2. Par Le bas :

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

III.5.2. 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 décomposer 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.

III.5.3. 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.

III.5.4. Conduite de vidange :

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

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 de nez 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.

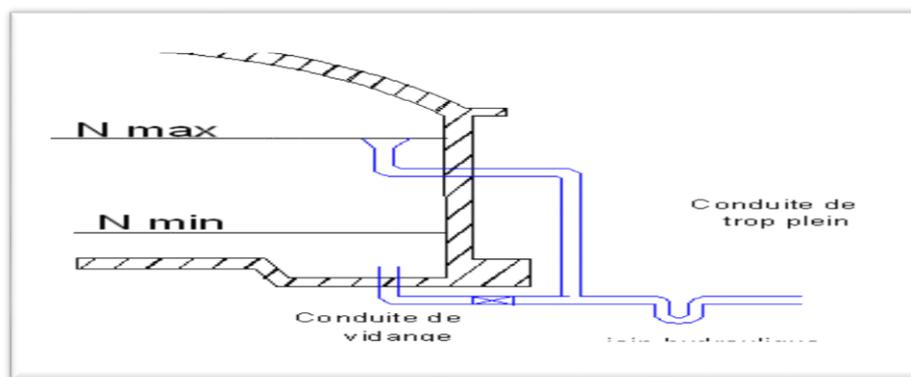


Figure III.1 : Conduite de vidange et de trop plein.

III.5.5. 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).

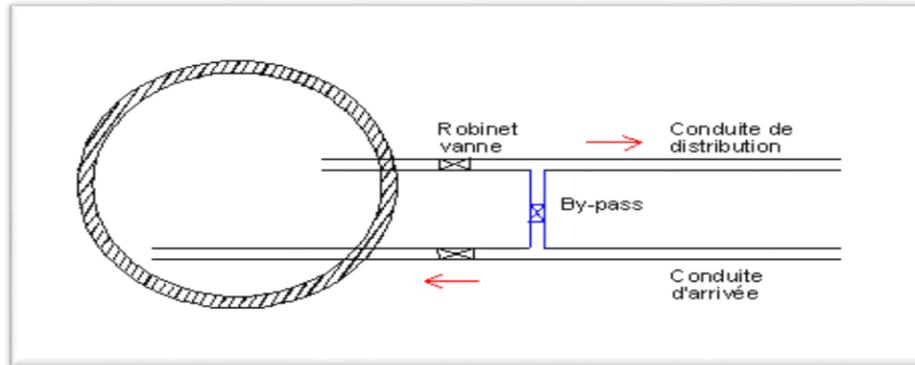


Figure III.2: Conduite de by-pass.

III.5.6. 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.

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.

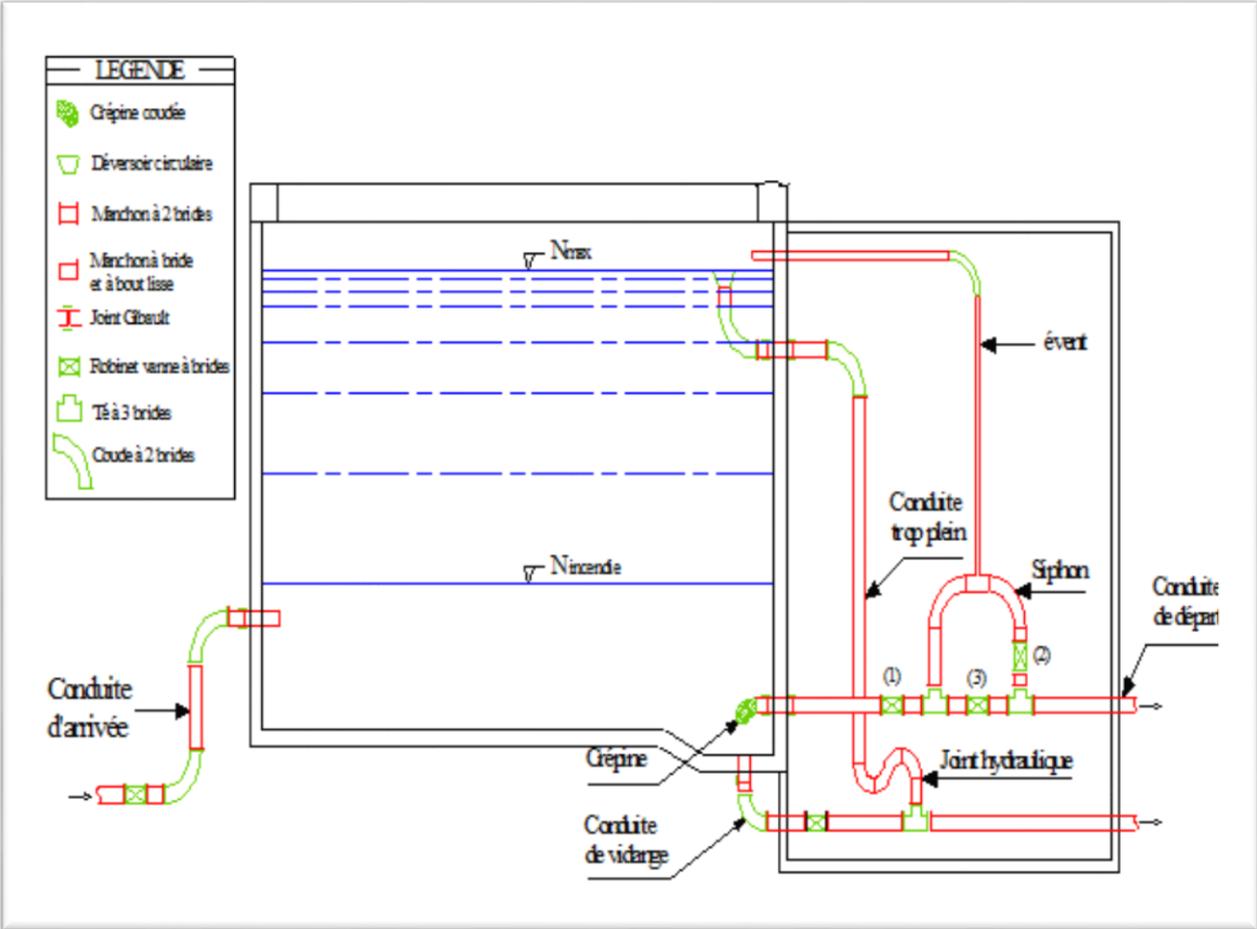


Figure III .3 : Coupe transversale d'un réservoir semi-enterré.

III.6. Calcul de la capacité des réservoirs :

Dans notre cas, pour calculer la capacité d'un réservoir on doit tenir compte des variations à l'entrée comme à la sortie, du mode d'exploitation des ouvrages situés en amont, et de la variabilité de la demande.

Pour notre projet, nous avons projeté (02) deux ouvrages hydrotechniques. La capacité du réservoir est déterminée en fonction du débit d'apport et celui de sortie augmenté éventuellement de la réserve incendie. Deux méthodes peuvent être appliquées pour la déterminer :

- La méthode analytique.
- La méthode graphique.

III.6.1. La méthode analytique :

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

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

V_r : capacité résiduelle (m^3),

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

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

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

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

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

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

III.6.2. Méthode graphique :

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

Donc :

$$R_{\max} = |V^+|_+ |V^-| \quad (\%).$$

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

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

Dont le volume total sera : $V_T = V_r + V_{\text{inc}}$.

En utilisant la méthode analytique, on calcule les différentes capacités des réservoirs. Les réservoirs de stockage du réseau d'adduction constituent les réservoirs de tête des réseaux de distribution des différentes localités à desservir.

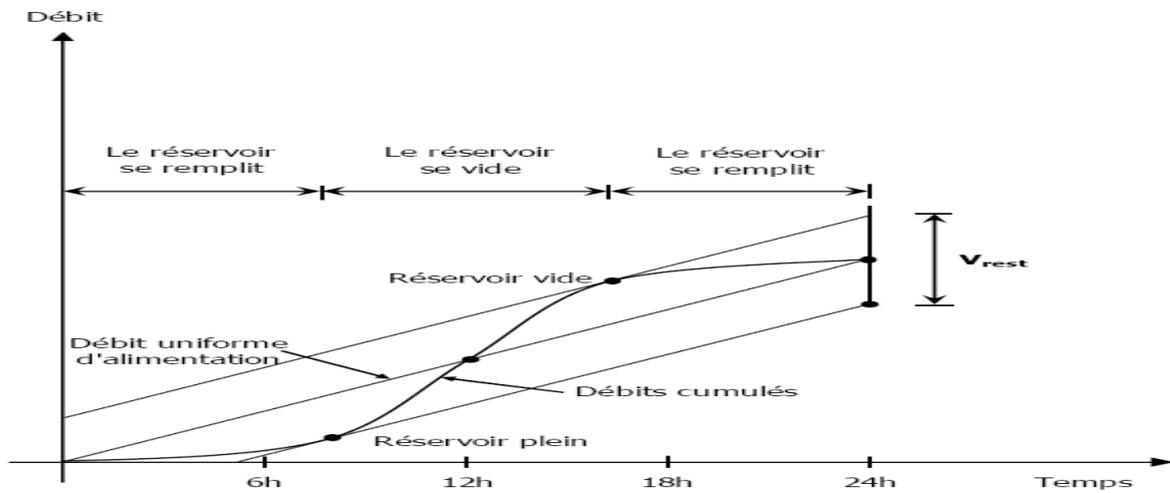


Figure III. 4 : Méthode graphique.

Le débit à refoulé est en fonction de la durée de pompage on prend la durée de pompage est égale à 20^h pour éviter les heures de pointe recommandé par la SONALGAZ.

(17^h-21^h) dans ce que le débit sera égal à 847.71 l/s

III.7. Estimation de la capacité totale du réservoir par la méthode analytique :

Tableau III.1: Evaluation du volume résiduel du réservoir 01.

Heurs	(%) de	(%) de refoulement	Surplus	Déficit	Résiduel
0-1	3,35	5	1,65		-12,35
1-2	3,25	5	1,75		-10,6
2-3	3,3	5	1,7		-8,9
3-4	3,2	5	1,8		-7,1
4-5	3,25	5	1,75		-5,35
5-6	3,4	5	1,6		-3,75
6-7	3,85	5	1,15		-2,6
7-8	4,45	5	0,55		-2,05
8-9	5,2	5		-0,2	-2,25
9-10	5,05	5		-0,05	-2,3
10-11	4,85	5	0,15		-2,15
11-12	4,6	5	0,4		-1,75
12-13	4,6	5	0,4		-1,35
13-14	4,55	5	0,45		-0,9
14-15	4,75	5	0,25		-0,65
15-16	4,7	5	0,3		-0,35
16-17	4,65	5	0,35		0
17-18	4,35	0		-4,35	-4,35
18-19	4,4	0		-4,4	-8,75
19-20	4,3	0		-4,3	-13,05
20-21	4,3	0		-4,3	-17,35
21-22	4,2	5	0,8		-16,55
22-23	3,75	5	1,25		-15,3
23-24	3,7	5	1,3		-14
TOTAL	100	100			

Calcul de la capacité du réservoir 01 :

Le volume résiduel sera : $V_r = \frac{17.35 * 732424.14}{100} = 12707.51 \text{ m}^3$

La capacité totale sera : $V_T = 12707.51 + 480 = 13187,51 \text{ m}^3$

La capacité normalisée sera : $V_N = 20000 \text{ m}^3$.

Tableau III .2: Evaluation du volume résiduel du réservoir 02.

Heurs	(%) de	(%) de refoulement	Surplus	Déficit	Résiduel
0-1	3,35	5	1,65		-12,35
1-2	3,25	5	1,75		-10,6
2-3	3,3	5	1,7		-8,9
3-4	3,2	5	1,8		-7,1
4-5	3,25	5	1,75		-5,35
5-6	3,4	5	1,6		-3,75
6-7	3,85	5	1,15		-2,6
7-8	4,45	5	0,55		-2,05
8-9	5,2	5		-0,2	-2,25
9-10	5,05	5		-0,05	-2,3
10-11	4,85	5	0,15		-2,15
11-12	4,6	5	0,4		-1,75
12-13	4,6	5	0,4		-1,35
13-14	4,55	5	0,45		-0,9
14-15	4,75	5	0,25		-0,65
15-16	4,7	5	0,3		-0,35
16-17	4,65	5	0,35		0
17-18	4,35	0		-4,35	-4,35
18-19	4,4	0		-4,4	-8,75
19-20	4,3	0		-4,3	-13,05
20-21	4,3	0		-4,3	-17,35
21-22	4,2	5	0,8		-16,55
22-23	3,75	5	1,25		-15,3
23-24	3,7	5	1,3		-14
TOTAL	100	100			

Calcul de la capacité du réservoir 02 :

$$\text{Le volume résiduel sera : } V_r = \frac{17.35 * 85536}{100} = 14840.50 \text{ m}^3$$

$$\text{La capacité totale sera : } V_T = 14840,50 + 480 = 15320,50 \text{ m}^3$$

$$\text{La capacité normalisée sera : } V_N = 20000 \text{ m}^3.$$

III.8. Forme des réservoirs :

En ce qui concerne la forme des réservoirs, on opte pour la forme carré puisque nos volumes sont tous supérieur à 10000 m³.

La hauteur de l'eau dans la cuve est comprise entre 3 et 6 m en moyenne, toutefois, les réservoirs de grande capacité des agglomérations importante peuvent présenter des hauteurs d'eau comprise entre 7 et 12 m.

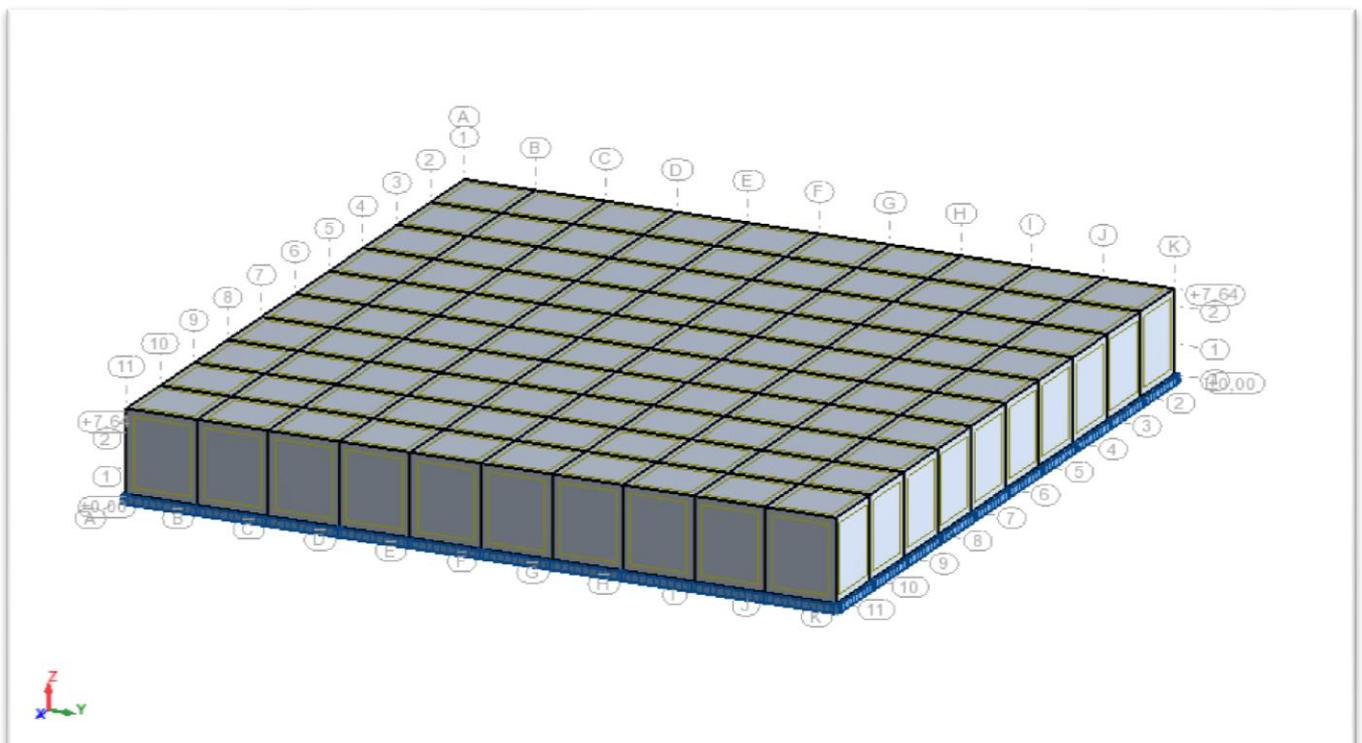
Vue Général de la Structure :

Figure III.5 : La vue générale de la structure.

Vue intérieure :

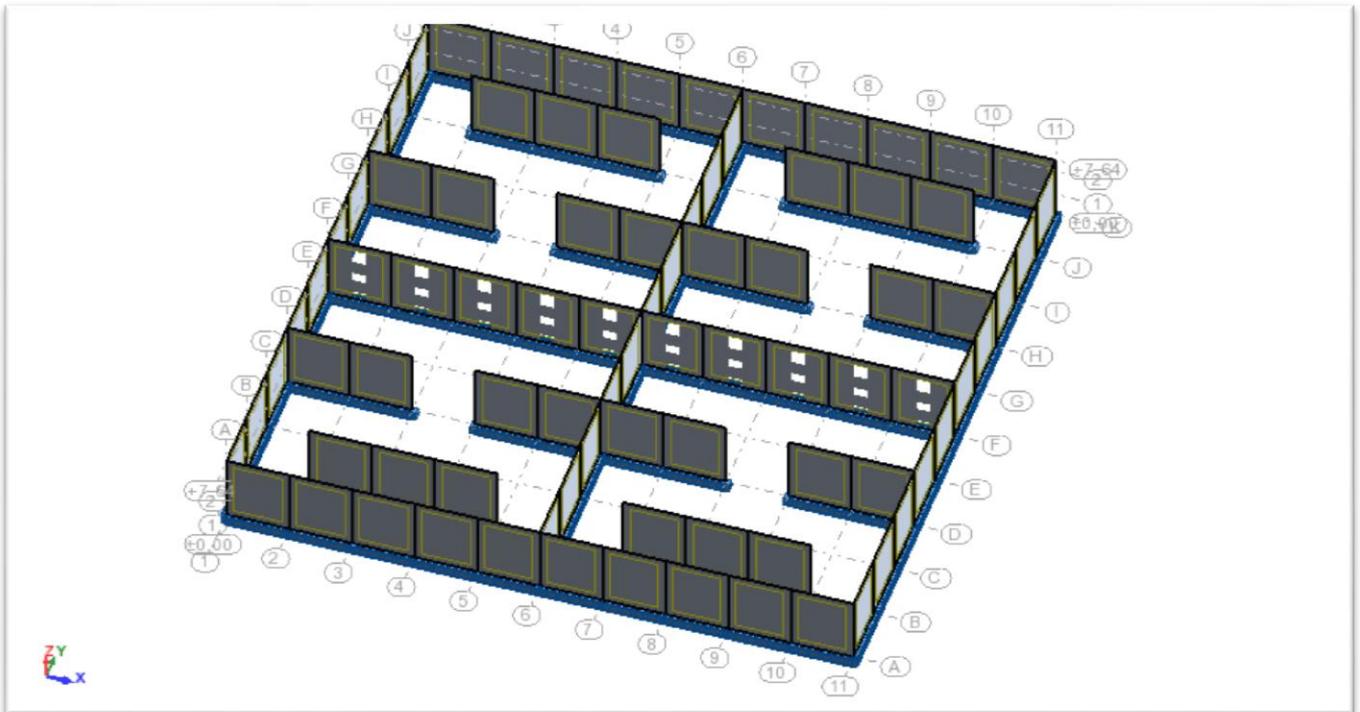


Figure III.6 : La vue intérieure du réservoir.

Les dimensions de la cuve :

$$S = \frac{Vn}{h} \Rightarrow S = L * l \quad \text{(III.4)}$$

L : la longueur du réservoir.

l : la largeur du réservoir.

La hauteur totale du réservoir :

$$h = (7 \div 12).$$

On a: $H = h + R \quad \text{(III.5)}$

R: marge de sécurité (0.5 ÷ 1).

La hauteur de la réserve d'incendie :

On a :

$$H_{inc} = \frac{V_{inc}}{S} \quad \text{(III.6)}$$

Tableau IV.3 : Tableau donnant les dimensions des réservoirs.

Réservoirs	Volume en (m ³)	L (m)	l (m)	S (m ²)	h (m)	H _{inc} (m)	R (m)	H (m)
01	20000	44.5	44.5	1980.25	10	0.242	0,5	10.5
02	20000	44.5	44.5	1980.25	10	0.242	0,5	10.5

III.9. Conclusion :

Dans ce chapitre, on a déterminé la capacité, la forme et les dimensions des deux réservoirs. Les caractéristiques de ces derniers sont données dans le tableau ci-dessus.

Chapitre IV :

ETUDE DE L'ADDITION

ETUDE DE L'ADDUCTION

IV.1. Introduction :

N'importe quel réseau d'alimentation en eau potable doit avoir une adduction, soit par pompage, soit gravitaire soit mixte. Et pour ces trois cas on a le facteur topographique qui rentre en jeu. Ce dernier nous oblige à placer certains accessoires :

- Ventouse aux points hauts du tracé pour l'évacuation de l'air.
- Vidange aux points bas.
- Vanne de sectionnement pour éviter la vidange complète de la conduite, donc l'adduction permet d'éviter :
 - Des dysfonctionnements.
 - Les dégâts (surpression, dépressions...).
 - L'entrée de polluants par fonctionnement.
 - L'obstruction de l'adduction par sédimentation ou par bouchon d'air.
 - Des coûts exagérés.

En vue de dimensionner cette conduite d'adduction nous prenons en considération deux aspects, l'un économique et l'autre technique.

Le but de ce chapitre est de faire une étude techno-économique pour dimensionner le réseau d'adduction en eau potable afin de combler le déficit de toute agglomération.

IV.2. Types d'adduction :

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

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

IV.2.1. Adduction gravitaire :

Dans une adduction gravitaire, le point de captage se situe à une altitude supérieure à celle du réservoir de desserte de l'agglomération et l'écoulement peut être à surface libre, c'est-à-dire sans pression, grâce à la pente, ordinairement uniforme sur tout le parcours ou en charge, c'est-à-dire sous pression.

IV.2.2. Adduction par refoulement :

Dans une adduction par refoulement, le point à alimenter se trouve à une altitude supérieure à celle du captage donc l'écoulement est en charge par pompage.

IV.2.3. Adduction mixte :

C'est une adduction où la conduite par refoulement se transforme en conduite gravitaire ou l'inverse. Le relais entre les deux types de conduite est assuré par un réservoir appelé le réservoir tampon, et voilà notre cas mais avec une adduction gravitaire –refoulement avec une station de pompage où un réservoir tampon (la bêche de reprise).

IV.3. Choix de type de matériaux :

Le choix porte 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.
- ✓ Le type de sol (agressivité).
- ✓ Les frais d'amortissement.
- ✓ Les frais d'exploitation.
- ✓ Bonne étanchéité ;
- ✓ Facilité d'entretien et de mise en service ;

Parmi les matériaux utilisés, nous pouvons citer : L'acier, la fonte, le béton, le PVC (Polychlorure de vinyle non plastifié) et le PEHD (polyéthylène à haute densité).

IV.4. Choix des matériaux de canalisation :

De nombreux types de tuyaux sont disponibles pour constituer une conduite. On peut classer en fonction des matériaux avec lesquels ils sont fabriqués : fonte, acier, PEHD.....etc. Le choix des tuyaux utilisés est fonction de la pression et de la nature du terrain, des coûts de fourniture et de mise en œuvre, mais aussi de la facilité à réaliser les raccordements, les prises de branchement et les réparations en cas de fuite.

IV.4.1. Fonte :

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

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

IV.4.2. Acier :

L'acier est un matériau apte à prendre en charge les grandes pressions, il est très sensible à la corrosion surtout qu'il s'agit de sol agressif, une protection cathodique est indispensable.

Pour une conduite maîtresse alimentant une ville, l'acier n'est pas recommandé pour éviter la perturbation de l'alimentation en cas de fuite.

IV.4.3. PRV (Polyester Renforcé de fibre de Verre) :

Le tuyau en polyester renforcé en fibre de verre est une technique assez ancienne (50 ans) qui a surtout été employée en industrie pour des conduites de petit diamètre, non enterrées et transportant des fluides corrosifs.

Ce matériau est surtout utilisé pour l'assainissement. En effet le PRV ne disposant que d'avis techniques dans le domaine de l'assainissement, les entreprises sont réticentes à l'idée de l'utiliser pour l'adduction. De plus le problème des tuyaux PRV reste actuellement la tenue à la pression au niveau des éléments de jonction. Si les tuyaux peuvent supporter jusqu'à 32 bars, les coudes et manchons sont moins au point et les procédés de verrouillage sont très onéreux.

L'avantage de ces matériaux réside dans sa légèreté et sa résistance aux agressions chimiques. Par contre sa rigidité est trop faible pour pouvoir reprendre les contraintes liées au remblai. La pose et le remblaiement jouent un rôle prépondérant dans la pérennité de l'ouvrage. Un support insuffisant causé par un matériau trop faible ou un compactage inefficace peut engendrer des résultats qui se révèlent très mauvais sur le moyen terme.

Depuis de nombreuses années, les constructeurs proposent des conduites de grands diamètres et de fortes pressions, mais ces dernières restent peu utilisées en Europe dans ce type d'application.

IV.4.4. PVC (Polychlorure de vinyle) et PEHD (polyéthylène) :

Les tuyaux en matière plastique sont les plus légers de tous les tuyaux. Ils sont faciles à couper, à poser et à assembler si certaines précautions sont prises. Ils ont de très bonnes propriétés hydrauliques et ne sont pas sujets à la corrosion. Toute fois leur résistance mécanique présente une limitation plus sévère que les autres matériaux (Casse pour le PVC, écrasement pour le PEHD).

Le PVC, avec une densité de 1.4 est un matériau particulièrement léger en comparaison aux autres matériaux.

Conclusion :

Dans notre cas, on opte pour des conduites en fonte pour notre adduction du projet, vu les avantages qu'elles présentent à savoir :

- Souple et plus résistante.
- Supporte des pressions de service atteignant 50 bars.
- Une épaisseur de conduite voisine du $1/20^{\text{eme}}$ du rayon.
- Des longueurs jusqu'à 7m à partir du diamètre de 800mm.
- Différents types de joints sont utiliser pour assembler ces conduites.

IV.5. Comportement d'une adduction :

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

IV.5.1. Cas de surpression :

À la place de la brise charge le dimensionnement mécanique peut aussi être un bon remède à la pression exagérée au niveau des points bas et voilà notre cas une adduction gravitaire–refoulement mais on n’est pas besoin de la brise charge dans notre cas, parce que le type de matériaux qui on a choisi c’est la fonte, il supporte des pressions de service atteignant 50 bars et pour ce cas on a une perte de charge entre cote radier du réservoir de 20000 m³ et le point le plus bas 40 m équivalant de 4 bars, donc si pour ça n’utilise pas la brise charge par contre avec les autres matériaux (PEHD et PVC) lorsque la pression atteint 4-6 bars, dans ce cas il faut mettre la brise charge pour éviter éclatement de la conduite à cause de la pression très élevée non supportée par ces matériaux.

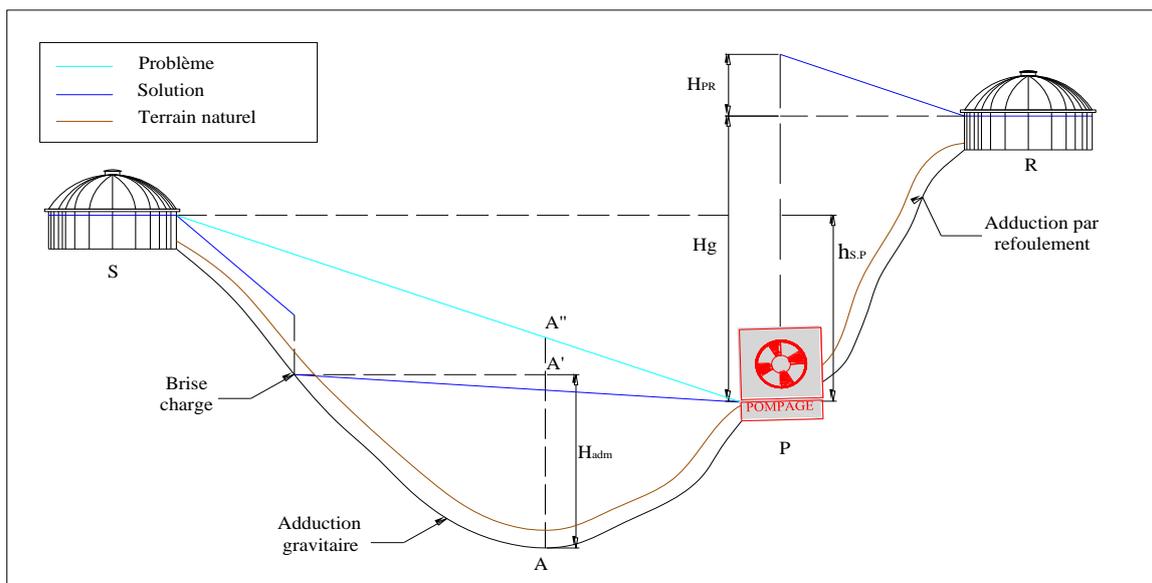


Figure IV.1 : Problème de charge exagérée (éclatement de la conduite).

IV.5.2. Cas de dépression :

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

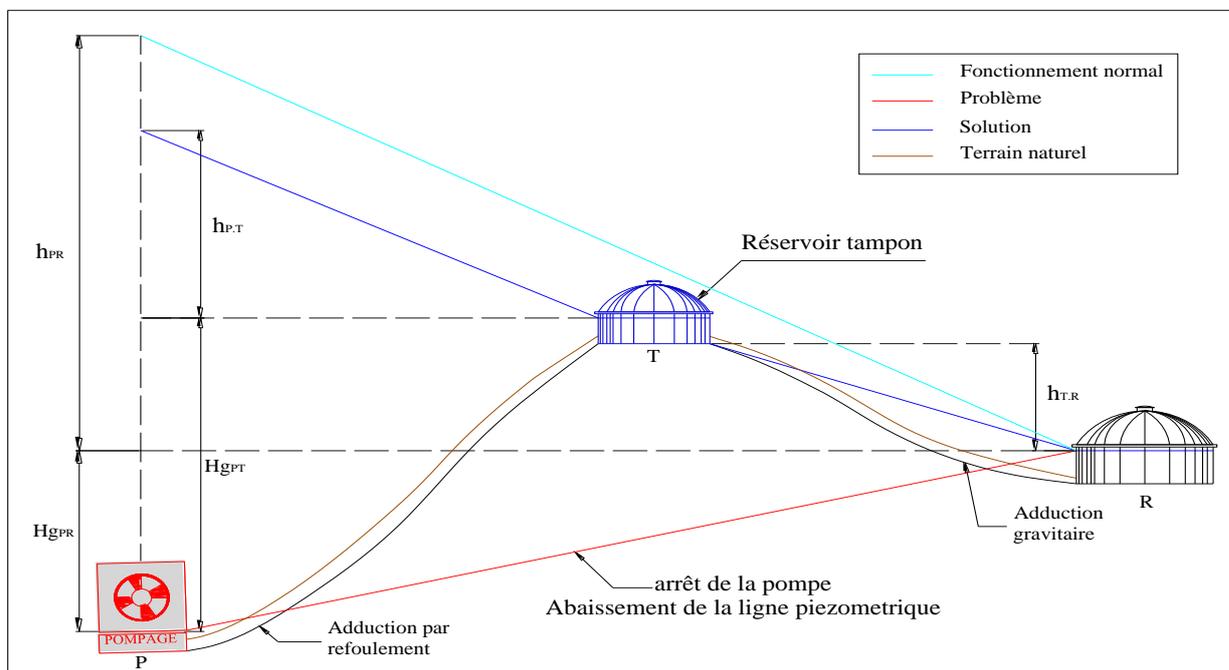


Figure IV.2 : Problème d'écroulement (implosion de la conduite).

IV.6. Proposition des variantes :**IV.6.1. Choix du tracé (condition technique) :**

Pour le choix du tracé de la conduite de refoulement sera tenu compte de certain impératif que l'on s'efforcera dans la mesure du possible de respecter.

- Il est important de chercher un profil en long aussi régulier que possible pour éliminer les contres pentes.
- Dans le but d'économie du projet, le tracé doit être le plus court possible.
- Éviter le phénomène de cavitation qui peut engendrer les éclatements et vibrations de la canalisation au cours de la phase de surpression.
- Éviter les forêts, bois et zones marécageuses.
- Éviter autant que possible la traversée des obstacles (routes, voies ferrées, canaux, oueds,...).

Avant de lancer notre étude on opte pour l'étude des variantes suivantes :

IV.6.2. Variante N°1 :

Cette variante comprend une conduite unique à partir du réservoir de 20000 m³ vers le réservoir de même capacité en passant par une station de pompage qui refoule l'eau vers ce dernier, mais elle passe aussi par une piste ,cette piste c'est pas une piste privée, avec une pente et de longueur de 1050m et après l'eau monte à une longueur de 100 m jusqu'à la station de pompage et après on refoule l'eau vers le réservoir de 20000 m³. Dans cette variante le système d'adduction gravitaire-refoulement est constituée une station de pompage.

- La station de pompage (SP) de cote (766.90 m) qui alimente gravitairement à partir du réservoir de 20000 m³ à une longueur de 1150 m et qui refoule l'eau vers le réservoir de même capacité et de cote (820 m) à une longueur de 850 m, qui alimente les unités de voisinages suivantes UV19, UV20, UV20 EXTENSION et EXTENSION SUD.

Le schéma explicatif pour la variante N°01 est représenté dans la figure IV.3.

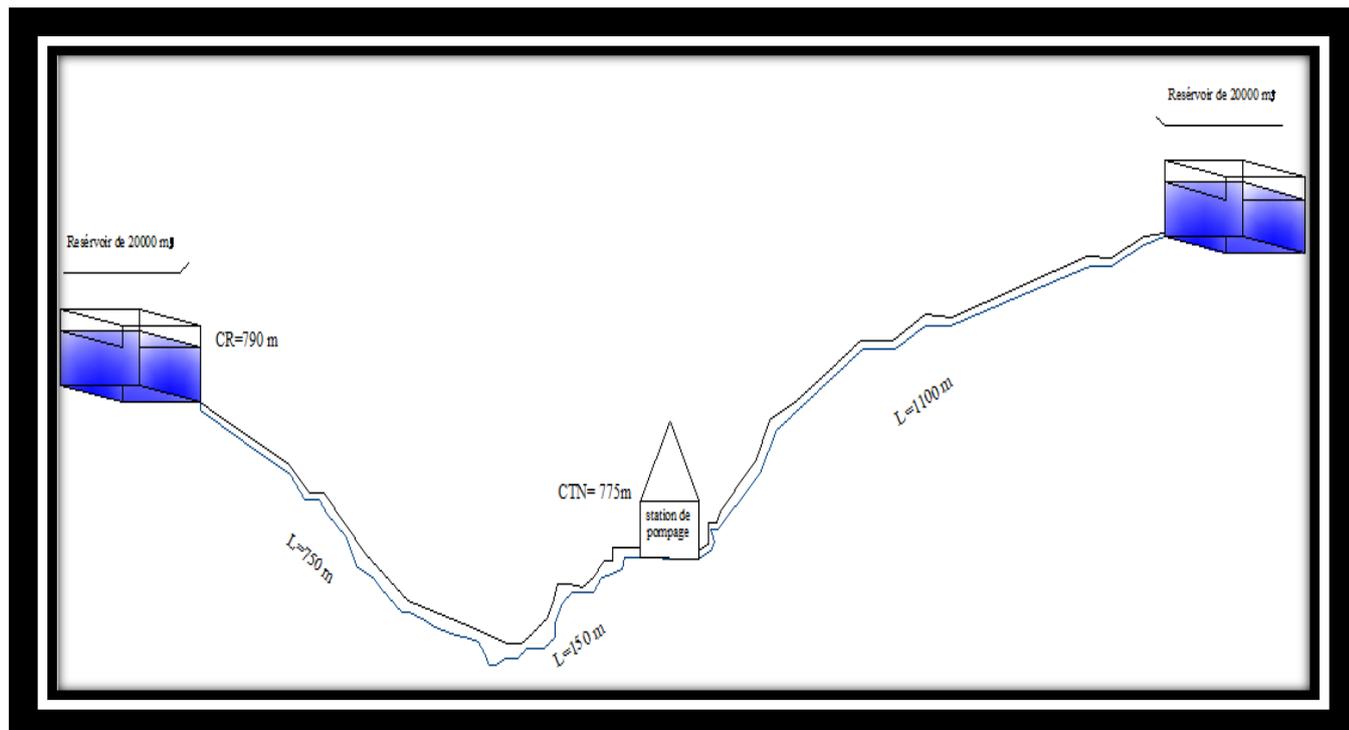


Figure IV.3 : Schéma vertical de la variante N°1.

IV.6.1. Variante N°2 :

Pour la deuxième variante le réservoir de 20000 m³ alimente la station de pompage qui refoule l'eau vers le deuxième réservoir de même capacité à une conduite unique mais elle passe par la rue nationale RN°25 et un terrain privé et avec une pente et contre pente plus grande c'est-à-dire une longueur plus grande que la première variante qui a estimé à 4000 m.

Dans cette variante le système d'adduction par refoulement est la même que la variante N°01.

Le schéma explicatif pour la variante N°02 est représenté dans la figure IV.4.

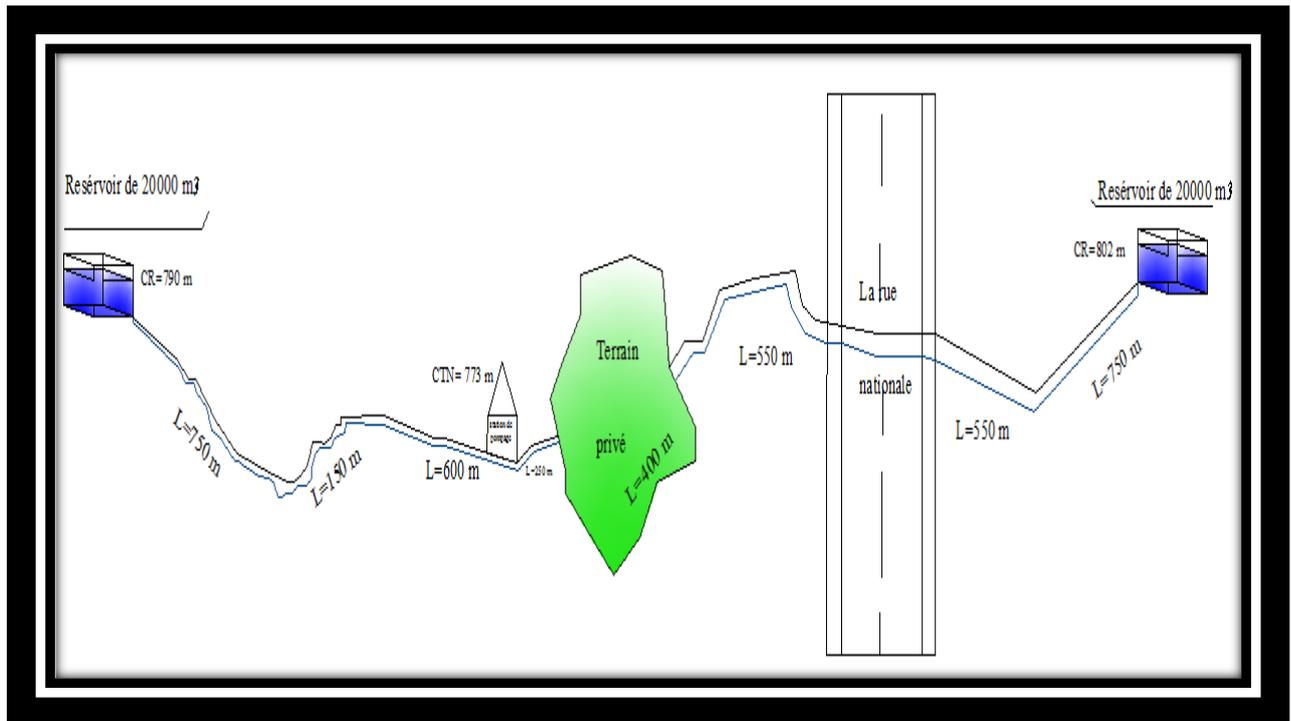


Figure IV.4 : Schéma vertical de la variante N°2.

Conclusion :

La différence entre les deux variantes que la première variante prend un chemin plus court de longueur de 2000 m par rapport à la deuxième variante de longueur de 4000 m.

La première variante ne traverse pas les obstacles (les forêts, les routes,...) par contre la deuxième variante n'évite pas ce problème, elle passe sur un terrain privé et la rue nationale N° 25.

La première variante cherche à prendre un profil en long aussi régulier que possible pour éliminer les contres pentes par contre la deuxième variante prend un chemin qui possède des pentes et des contres pentes plus grandes que la première.

On opte pour la variante N°1 parce qu'elle est plus économique et plus technique que la deuxième variante.

IV.7. Dimensionnement de l'adduction :

Le schéma explicatif pour les deux variantes de la station de pompage projetée est représenté dans la figure IV.5.

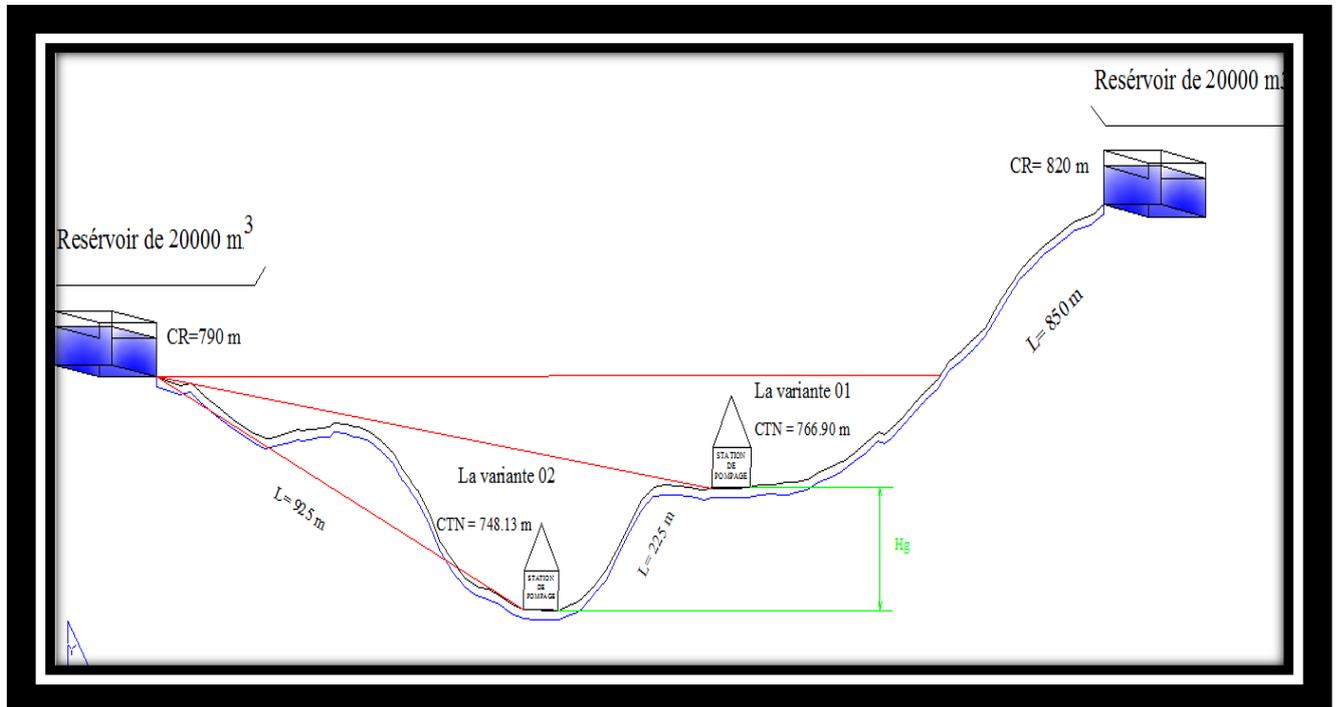


Figure IV.5 : Schéma vertical des stations de pompes projetées.

IV.7.1. Détermination du diamètre avantageux (la partie gravitaire) :

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

Conduite hydrauliquement longue c'est-à-dire les pertes charge singulière négligeable par rapport aux pertes charges linéaires, dans le cas où les pertes charges singulière non négligeable on parle de longueur équivalente totale, donc c'est notre cas.

$$Cr - Ctp = \Delta Hd = \Delta H_t = \frac{K' * L_{eq} * Q^\beta}{D_{av}^m} \tag{IV.1.}$$

ΔHd : La charge disponible entre deux côtes.

Cr et Ctp : côte radier et côte du trop plain.

ΔH_t : Perte de charge totale (m) ;

K' : Coefficient de perte de charge ;

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

$$L_{eq} = L_g + L_{e_e} \quad \text{(IV.2).}$$

L_g : Longueur géométrique de la conduite (m) ;

L_{e_e} : Longueur équivalente (m) ;

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

$$\Delta H_t = 1,15 * \Delta H_p^{lin} \Rightarrow L_{eq} = 1,15 * L_g \quad \text{(IV.3).}$$

ΔH_t : Perte de charge totale (m) ;

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

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

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

β : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;

m : Exposant tenant compte du type du matériau ;

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

Tableau IV.1 : Coefficients K', m, β pour différents types de tuyau.

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

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

IV.7.2. La première la variante (longueur 1150m) :

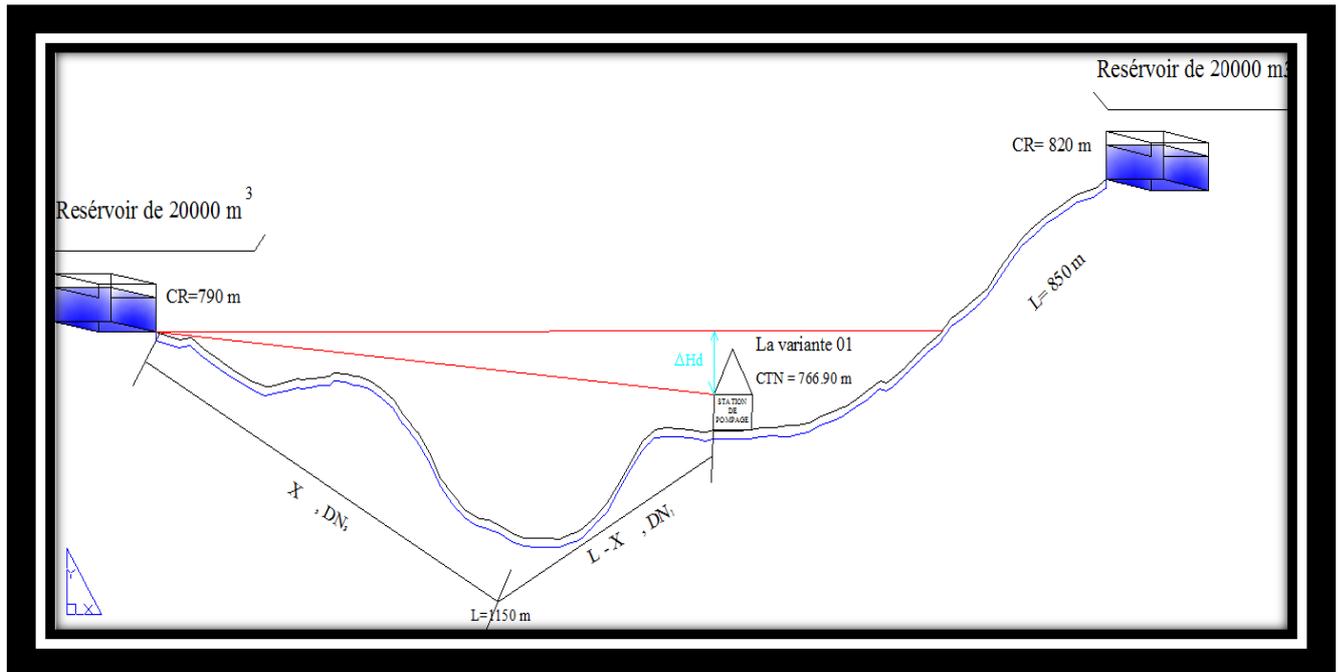


Figure IV.6 : Schéma du tracé de la variante 01.

IV.7.3. Calcul des longueurs équivalentes de la conduite du réservoir vers la station de pompage :

Les longueurs de la conduite sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau IV.2 : Les longueurs des différents tronçons de l'adduction.

tronçon	Point de départ	Point d'arrivé	Longueur géométrique (m)	Longueur équivalente (m)
	Réservoir existant 01	Station de pompage.	1150	1322.5
Total			1150	1322.5

Le tronçon station de pompage vers le réservoir existant 02 c'est un tronçon de refoulement, donc on va dimensionner le premier tronçon (écoulement gravitaire).

IV.7.4. Les caractéristiques des différents points :

Les altitudes des différents points de notre adduction sont données dans le tableau suivant :

Tableau IV.3 : Les altitudes des différents points de l'adduction.

N° du point	Point	Cote de terrain naturel (m)
1	Réservoir existant 01	792
2	Station de pompage	766.9

IV.7.5. Calcul des diamètres avantageux des tronçons de l'adduction :

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

$$D_{av,i} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_{eq,i} * Q_i^\beta}{\Delta H_i}} \quad (IV.4).$$

Dans notre cas, on prend : $K' = 0,00179$; $\beta = 2$; $m = 5, 3$.

ΔH_i : Perte de charge totale du tronçon (i) en m ;

$L_{eq,i}$: Longueur équivalente du tronçon (i) en m ;

K' : Coefficient de perte de charge ;

β : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;

m : Exposant tenant compte du type du matériau

► La vitesse d'écoulement :

Dans le cas des adductions, la vitesse optimale de l'écoulement varie de **0.5- 2 m/s**.

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

$$Q = V * S \Rightarrow Q = V * \frac{\pi * D^2}{4} \text{ Ainsi : } V = \frac{4 * Q}{\pi * D^2} \quad \text{(IV.5).}$$

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).

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

Tableau IV.4 : Diamètres calculés pour différents tronçons de l'adduction.

Tronçon	Débit du tronçon (l/s)	Longueur géométrique (m)	Longueur équivalente (m)	ΔH _d (m)	I (m/m)	D calculé (mm)
1	881.61	1150	1322.5	20.1	0,0152	652.23

IV.7.6. Normalisation des diamètres :

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

$$\Delta Hd = \Delta H_t = \frac{K * X * Q^\beta}{DN_2^m} + \frac{K * (L_{eq} - X) * Q^\beta}{DN_1^m} \quad \text{(IV.6).}$$

Tableau IV.5 : Diamètres normalisés pour différents tronçons de l'adduction.

tronçon	Débit du tronçon (l/s)	D _{ca} (mm)	D normalisé (mm)	L (m)	ΔH _i (m)	V (m/s)
1	881.61	652.23	600	679.98	14.181	3.12
			700	642.52	5.69	2.29

Tableau IV.6 : Pressions pour différents points de l'adduction.

N° du point	Point	C _P (m)	C _{TN} (m)	P (bar)
1	Réservoir 01	798	790	0.80
2	Station de pompage	770.9	766.9	0.31

IV.7.7. Les frais d'investissement :

Les frais d'investissement des conduites gravitaires figurent dans le tableau suivant :

Tableau IV.7 : Frais d'investissement des conduites gravitaires.

Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F _{amorti} (DA)
600	3021,16	679.98	2054328.38
700	3762,72	642.52	2417622.85
Investissement			4471951.24

IV.7.8. La deuxième la variante (longueur 925 m) :

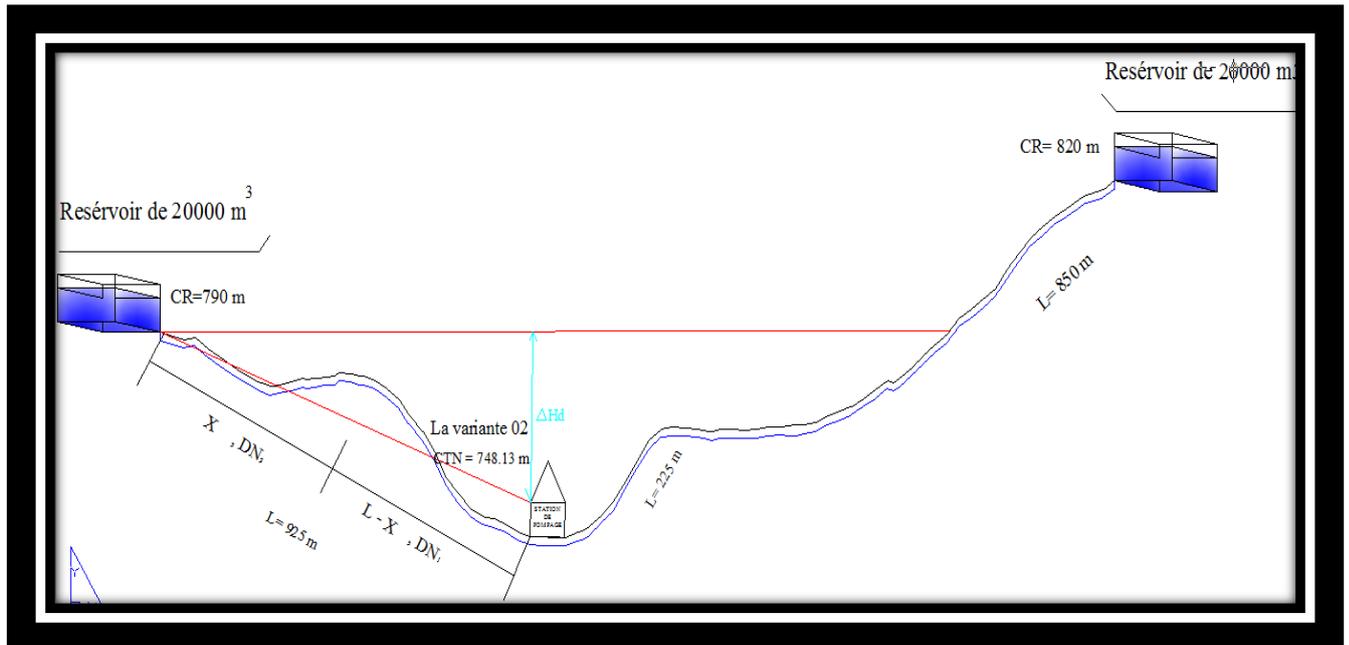


Figure IV.7 : Schéma du tracé de la variante 02.

IV.7.9. Calcul des longueurs équivalentes de la conduite du réservoir vers la station de pompage :

Les longueurs de la conduite sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau IV.8 : Les longueurs des différents tronçons de l'adduction.

tronçon	Point de départ	Point d'arrivé	Longueur géométrique (m)	Longueur équivalente (m)
	Réservoir existant 01	Station de pompage.	925	1063.75
Total			925	1063.75

Le tronçon station de pompage vers le réservoir existant 02 c'est un tronçon de refoulement, donc on va dimensionner le premier tronçon (écoulement gravitaire).

IV.7.10. Les caractéristiques des différents points :

Les altitudes des différents points de notre adduction sont données dans le tableau suivant :

Tableau IV.9 : Les altitudes des différents points de l'adduction.

N° du point	Point	Cote de terrain naturel (m)
1	Réservoir existant 01	792
2	Station de pompage	748.13

IV.7.11. Calcul des diamètres avantageux des tronçons de l'adduction :

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

$$D_{av,i} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_{eq,i} * Q_i^\beta}{\Delta H_i}}$$

Dans notre cas, on prend : $K' = 0,00179$; $\beta = 2$; $m = 5,3$.

ΔH_i : Perte de charge totale du tronçon (i) en m ;

$L_{eq,i}$: Longueur équivalente du tronçon (i) en m ;

K' : Coefficient de perte de charge ;

β : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;

m : Exposant tenant compte du type du matériau

► **La vitesse d'écoulement :**

Dans le cas des adductions, la vitesse optimale de l'écoulement varie de **0.5- 2 m/s**.

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

$$Q = V * S \Rightarrow Q = V * \frac{\pi * D^2}{4} \text{ Ainsi : } V = \frac{4 * Q}{\pi * D^2}$$

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).

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

Tableau IV.10 : Diamètres calculés pour différents tronçons de l'adduction.

Tronçon	Débit du tronçon (l/s)	Longueur géométrique (m)	Longueur équivalente (m)	ΔH _d (m)	I (m/m)	D calculé (mm)
1	881.61	925	1063.75	38.87	0,0365	539.75

IV.7.12. Normalisation des diamètres :

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

$$\Delta Hd = \Delta H_t = \frac{K' * X * Q^\beta}{DN_2^m} + \frac{K' * (L_{eq} - X) * Q^\beta}{DN_1^m}$$

Tableau IV.11 : Diamètres normalisés pour différents tronçons de l'adduction.

tronçon	Débit du tronçon (l/s)	D _{ca} (mm)	D normalisé (mm)	L (m)	ΔH _i (m)	V (m/s)
1	881.61	539.75	500	488.90	26.80	4.49
			600	574.85	11.99	3.12

Tableau IV.12 : Pressions pour différents points de l'adduction.

N° du point	Point	C _P (m)	C _{TN} (m)	P (bar)
1	Réservoir 01	798	790	0.8
2	Station de pompage	751.13	748.13	0.3

IV.7.13. Les frais d'investissement :

Les frais d'investissement des conduites gravitaires figurent dans le tableau suivant :

Tableau IV.13 : Frais d'investissement des conduites gravitaires.

Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F _{amorti} (DA)
500	2410,20	488.90	1178346.78
600	3021,16	574.85	1736713.83
Investissement			2915060.61

IV.8. Etude technico-économique de l'adduction :**IV.8.1. Etude de l'adduction par refoulement :**

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

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

❖ Choix de la gamme des diamètres :

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

-La formule de BRESS :

$$D = 1,5 * \sqrt{Q} \quad (\text{IV.7})$$

-La formule de BONNIN :

$$D = \sqrt{Q} \quad (\text{IV.8})$$

Q : débit à élever en m³/s.

Remarque : La formule de **BRESS** n'est valable que pour les petits projets (longueur de conduite \leq 1 Km), donc on utilise cette formule pour la première variante de longueur de 850 m.

D : diamètre de la conduite (m).

Q : débit à relever (m³/s).

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

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

IV.8.2. Calcul des pertes de charge :**IV.8.2.1. Pertes de charge linéaires :**

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

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

$$\Delta H_i = \lambda \frac{L V^2}{D 2 g} = I * L, \text{ Sachant que: } Q = V * S \Rightarrow \Delta H_T = \frac{8 * \lambda * L * Q^2}{g * \pi^2 * D^5} \quad (\text{IV.9}).$$

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

-S : la section de la conduite (m²).

- ΔH_i : Pertes de charge linéaires en (m).

- I : gradient hydraulique en (m/m).

$$\text{Avec : } \lambda = (1,14 - 0,86 \ln \frac{\varepsilon}{D})^{-2} \quad (\text{Formule de Nikuradzé}) \quad (\text{IV.10}).$$

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 * \text{Log} \left(\frac{\varepsilon}{3,7 * D} + \frac{2,51}{R_e * \sqrt{\lambda}} \right) \quad (\text{Formule Colebrook}) \quad (\text{IV.11}).$$

Remarque :

Dans les calculs introduisant le coefficient λ , ce dernier est estimé par la formule (III.10).

R_e : Nombre de Reynolds ;

$$R_e = \frac{V * D}{\nu} \quad (\text{IV.12}).$$

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

D : diamètre de la conduite (m) ;

ν : viscosité cinématique de l'eau (m²/s).

ε : Rugosité absolue de la conduite ;

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

$$\mathbf{K_s} = \mathbf{K_0} + \alpha \mathbf{T} \quad (\text{IV.13}).$$

- **K₀** : la rugosité à l'état neuf ; égale à 0,8 mm

- **α** : le coefficient de vieillissement de la conduite ($\alpha = 0,04$ mm/an)

-T : temps de service, (t = 28 ans).

Alors : $K_s = 0,8 + 0,04 * 28 = 1,92 \text{ mm}$,

$$K_s = 1,92 \text{ mm}$$

IV.8.2.2. Pertes de charge singulières :

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

$$\Delta H_s = 0,15 * \Delta H_l$$

IV.8.2.3. Pertes de charge totales (ΔH_t) :

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

$$\begin{aligned} \Delta H_t &= \Delta H_l + \Delta H_s \Leftrightarrow \Delta H_t = \Delta H_l + 0,15 * \Delta H_l \\ \Rightarrow \Delta H_t &= 1,15 * \Delta H_l. \end{aligned} \quad \text{(IV.14).}$$

IV.8.3. Calcul de la hauteur manométrique totale :

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

$$HMT = H_g + \Delta H_a + \Delta H_r = H_g + \Delta H_t \quad \text{(IV.15).}$$

HMT : La hauteur manométrique totale (m).

H_g : la hauteur géométrique.

ΔH_a : pertes de charge à l'aspiration.

ΔH_r : pertes de charge au refoulement.

IV.8.4. Puissance absorbée par la pompe :

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

$$P = \frac{\rho g * Q * HMT}{\eta} \quad \text{(IV.16).}$$

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

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

g : pesanteur (9.81 m/s^2).

ρ : Masse volumique de l'eau (kg/m^3).

IV.8.5. Energie consommée par la pompe :

$$E = P * t * 365 \text{ [KWh]} \quad (\text{IV.17}).$$

t : c'est le temps de fonctionnement de la pompe par jour en heure ; dans notre cas

t =20h.

P : puissance de la pompe en (KW).

IV.8.6. Frais d'exploitation :

Les frais d'exploitation sont définis comme suit :

$$F_{\text{exp}} = E * e \text{ [DA]} \quad (\text{IV.18}).$$

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

e : prix unitaire d'un KWh imposé par la SONEGAS. (e=2.92 DA)

IV.8.7. Calcul le prix de la conduite :

$$P_{\text{rc}} = L * P_{\text{uni}} \text{ [DA]} \quad (\text{IV.19}).$$

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

L : la longueur de la conduite de refoulement (m).

P_{uni} : le prix unitaire de la conduite (DA).

IV.8.8. Frais d'amortissement :

Les frais d'amortissement sont donnés comme suit :

$$F_{\text{amort}} = P_{\text{rc}} * A \text{ [DA]} \quad (\text{IV.20}).$$

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

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

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \quad (\text{IV.21}).$$

i : Taux d'annuité annuel, i = 8 %

n : nombre d'années d'amortissement, n = 28 ans.

$$A = \frac{0,08}{(0,08 + 1)^{28} - 1} + 0,08 = 0,0905 = 9,05\% .$$

$$A=9,05 \%$$

IV.8.9. Calcul le bilan total :

- Bt = F amorti +F exploit
- Avec : Bt : le bilan total.
F amorti : Frais d'amortissement.
F exploit : Frais d'exploitation.

IV.8.10. Détermination des diamètres économiques de la conduite de refoulement :

IV.8.10.1. La première variante (longueur de 850 m) :

IV.8.10.2. Tronçon de la Station de Pompage – Réservoir de 20000 m³ :

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

Q exp : Débit d'exploitation (m³/s) ;

Q max,j : Débit maximum journalier (m³/j) ; Q max,j =61034,90 m³/j .

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

$$Q_{\text{exp}} = \frac{61034,90}{20 * 3600} = 0,84771 \text{ m}^3/\text{s}.$$

-L = 850 m.

-Hg = 53.10 m.

-Dca Bresse = 1.381 m.

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

Tableau IV.14 : Calcul de la HMT du tronçon du SP –Réservoir de 20000 m³.

D (mm)	Q (m ³ /s)	V (m/s)	λ	ΔHL (m)	ΔHt (m)	Hg (m)	H.M.T (m)
500	0,84771	4,32	0,0285	46,07	52,99	53,10	106,09
600	0,84771	3,00	0,0270	17,57	20,21	53,10	73,31
700	0,84771	2,20	0,0259	7,79	8,96	53,10	62,06
800	0,84771	1,69	0,0250	3,85	4,43	53,10	57,53
900	0,84771	1,33	0,0242	2,07	2,38	53,10	55,48
1000	0,84771	1,08	0,0235	1,19	1,37	53,10	54,47
1100	0,84771	0,89	0,0229	0,72	0,83	53,10	53,93

Tableau IV.15 : Calcul des frais d'amortissement du SP–Réservoir de 20000 m³.

Diamètre en (mm)	Prix unitaire (DA)	A(%)	Prix de ml (DA)	L (m)	Prix de la conduite (DA)	F amorti (DA)
500	26632	0,0905	2410,20	850	22637200	2048666,60
600	33383	0,0905	3021,16	850	39725770	3595182,19
700	41577	0,0905	3762,72	850	53010675	4797466,09
800	49898	0,0905	4515,77	850	55137290	4989924,75
900	58827	0,0905	5323,84	850	75004425	6787900,46
1000	68591	0,0905	6207,49	850	87453525	7914544,01
1100	79089	0,0905	7157,55	850	100838475	9125881,99

Tableau IV.16 : Calcul des frais d'exploitation du SP-Réservoir de 20000 m³.

Diamètre en (mm)	HMT (m)	P (K Watt)	E (KWh)	F exploita (DA)
500	106,085	1075,867	7853826,75	16650112,71
600	73,310	743,470	5427331,10	11505941,93
700	62,056	629,336	4594154,83	9739608,23
800	57,528	583,422	4258981,21	9029040,16
900	55,480	562,656	4107386,54	8707659,47
1000	54,467	552,376	4032344,29	8548569,89
1100	53,928	546,909	3992433,89	8463959,84

Tableau IV.17 : Bilan total de la conduite de refoulement SP –Réservoir de 20000 m³.

Diamètre (mm)	F exploita (DA)	F amorti (DA)	Bilan (DA)
500	16650112,71	2048666,60	18698779,31
600	11505941,93	3595182,19	15101124,12
700	9739608,23	4797466,09	14537074,32
800	9029040,16	4989924,75	14018964,90
900	8707659,47	6787900,46	15495559,94
1000	8548569,89	7914544,01	16463113,90
1100	8463959,84	9125881,99	17589841,83

Les schémas des graphes explicatifs du bilan total et les Frais exploitations et amortissement sont représentés dans la figure IV.8.

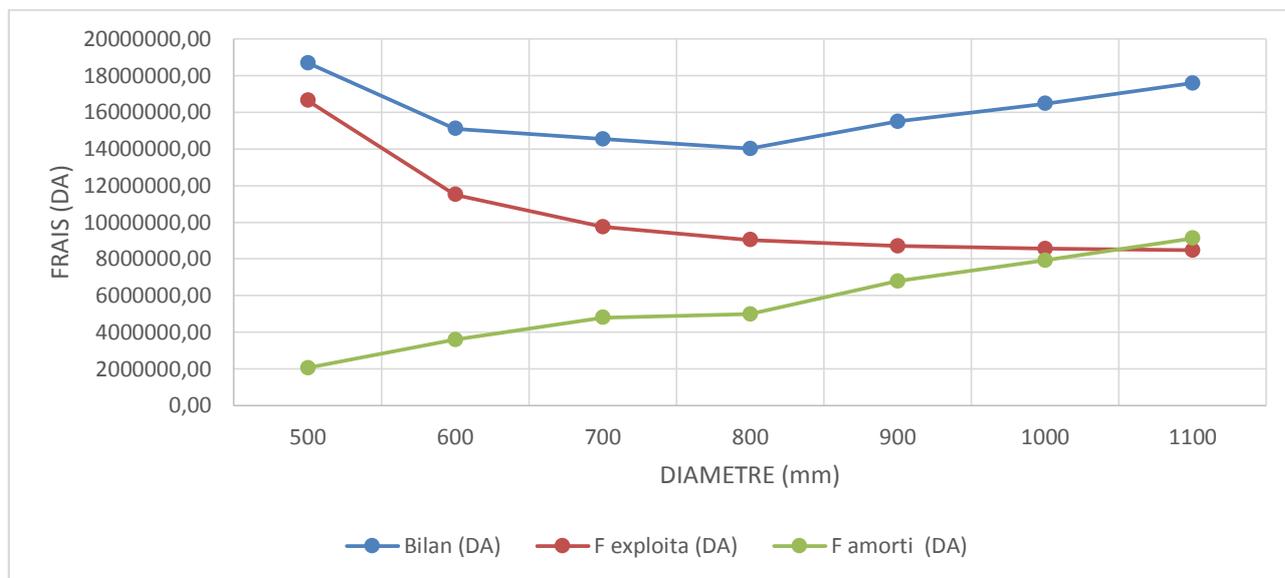


Figure IV.8 : Schéma des frais du bilan total et exploitation et amortissement.

D'après le graphe et le tableau du bilan total qui est représenté au-dessous, on a conclu que le diamètre économique de la conduite de refoulement de la longueur de 850 m est de 800 mm, avec une vitesse d'écoulement de $V = 1,69$ m/s et $HMT = 57.53$ m

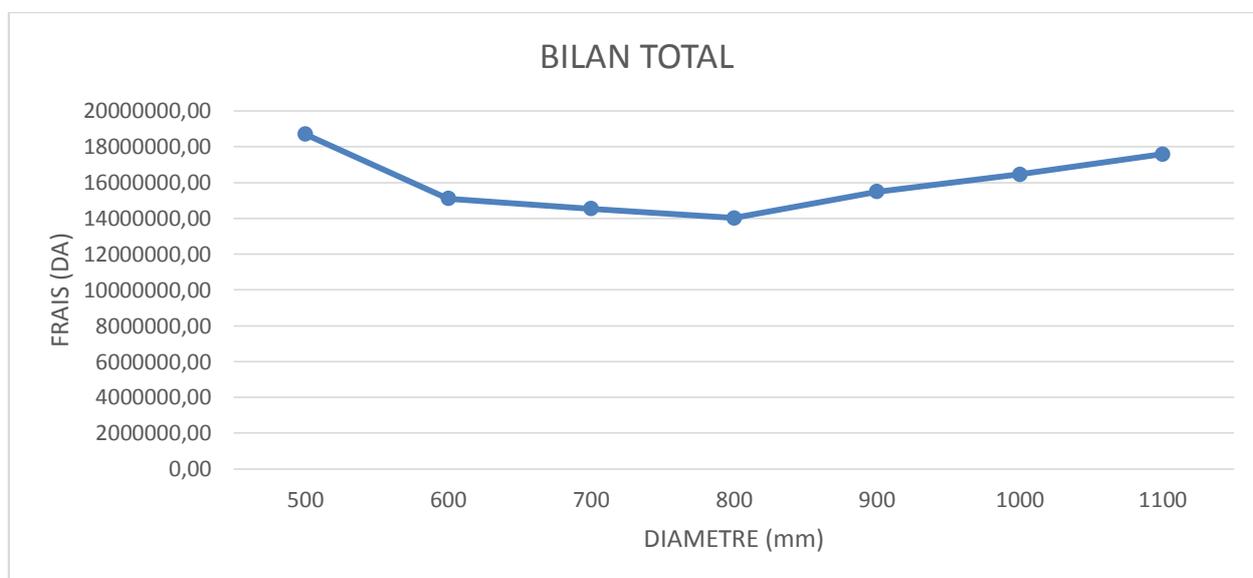


Figure IV.9 : Schéma du bilan total.

IV.8.10.3. La deuxième variante (longueur de 1050 m) :

IV.8.10.4. Tronçon Station de Pompage –Réservoir de 20000 m³ :

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

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

Q_{max,j} : Débit maximum journalier (m³/j) ; Q_{max,j} = 61034,90 m³/j .

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

$$Q_{\text{exp}} = \frac{61034,90}{20 * 3600} = 0,84771 \text{ m}^3/\text{s}.$$

-L = 1075 m.

- Hg = 71.87 m.

-Dca_{Bonin} = 0.9207 m.

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

Tableau IV.18 : Calcul de la HMT du tronçon du SP –Réservoir de 20000 m³.

D (mm)	Q (m ³ /s)	V (m/s)	λ	ΔHL (m)	ΔHt (m)	Hg (m)	H.M.T (m)
500	0,84771	4,32	0,0285	58,27	67,01	71,87	138,88
600	0,84771	3,00	0,0270	22,23	25,56	71,87	97,43
700	0,84771	2,20	0,0259	9,85	11,33	71,87	83,20
800	0,84771	1,69	0,0250	4,87	5,60	71,87	77,47
900	0,84771	1,33	0,0242	2,62	3,01	71,87	74,88
1000	0,84771	1,08	0,0235	1,50	1,73	71,87	73,60
1100	0,84771	0,89	0,0229	0,91	1,05	71,87	72,92

Tableau IV.19 : Calcul des frais d'amortissement du SP–Réservoir de 20000 m³.

Diamètre en (mm)	Prix unitaire (DA)	A(%)	Prix de ml (DA)	L (m)	Prix de la conduite (DA)	F amorti (DA)
500	26632	0,0905	2410,20	1075	28629400	2590960,70
600	33383	0,0905	3021,16	1075	35886725	3247748,61
700	41577	0,0905	3762,72	1075	49164803	4449414,63
800	49898	0,0905	4515,77	1075	53640350	4854451,68
900	58827	0,0905	5323,84	1075	79048781	7153914,70
1000	68591	0,0905	6207,49	1075	129036819	11677832,10
1100	79089	0,0905	7157,55	1075	148786181	13465149,40

Tableau IV.20 : Calcul des frais d'exploitation du SP-Réservoir de 20000 m³.

Diamètre en (mm)	HMT (m)	P (K Watt)	E (KWh)	F exploita (DA)
500	138,881	1408,463	10281781,14	21797376,02
600	97,429	988,079	7212977,817	15291512,97
700	83,196	843,734	6159254,882	13057620,35
800	77,470	785,666	5735358,835	12158960,73
900	74,881	759,402	5543636,173	11752508,69
1000	73,599	746,401	5448729,79	11551307,15
1100	72,917	739,487	5398254,87	11444300,33

Tableau IV21 : Bilan total de la conduite de refoulement SP –Réservoir de 20000 m³.

Diamètre (mm)	F exploita (DA)	F amorti (DA)	Bilan (DA)
500	19957631,55	2590960,70	22548592,25
600	14589801,17	3247748,61	17837549,79
700	12746670,36	4449414,63	17196084,98
800	12005208,02	4854451,68	16859659,70
900	11669854,26	7153914,70	18823768,96
1000	11503847,74	11677832,10	23181679,84
1100	11415558,99	13465149,40	24880708,39

Les schémas des graphes explicatifs du bilan total et les Frais exploitations et amortissement sont représentés dans la figure IV.10.

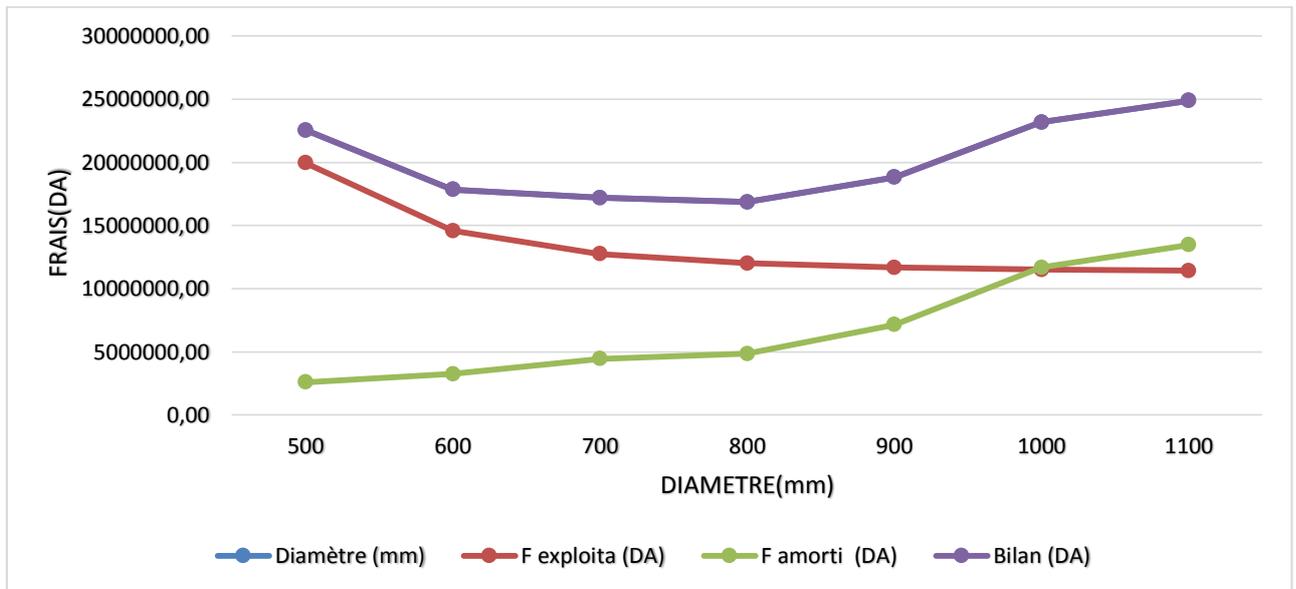


Figure IV.10 : Schéma des frais du bilan total et exploitation et amortissement.

D’après le graphe et le tableau du bilan total qui est représenté au-dessous, on a conclu que le diamètre économique de la conduite de refoulement de la longueur de 1075 m est de 800 mm avec une vitesse d’écoulement de $V=1,69$ m/s et $HMT=77.47$ m

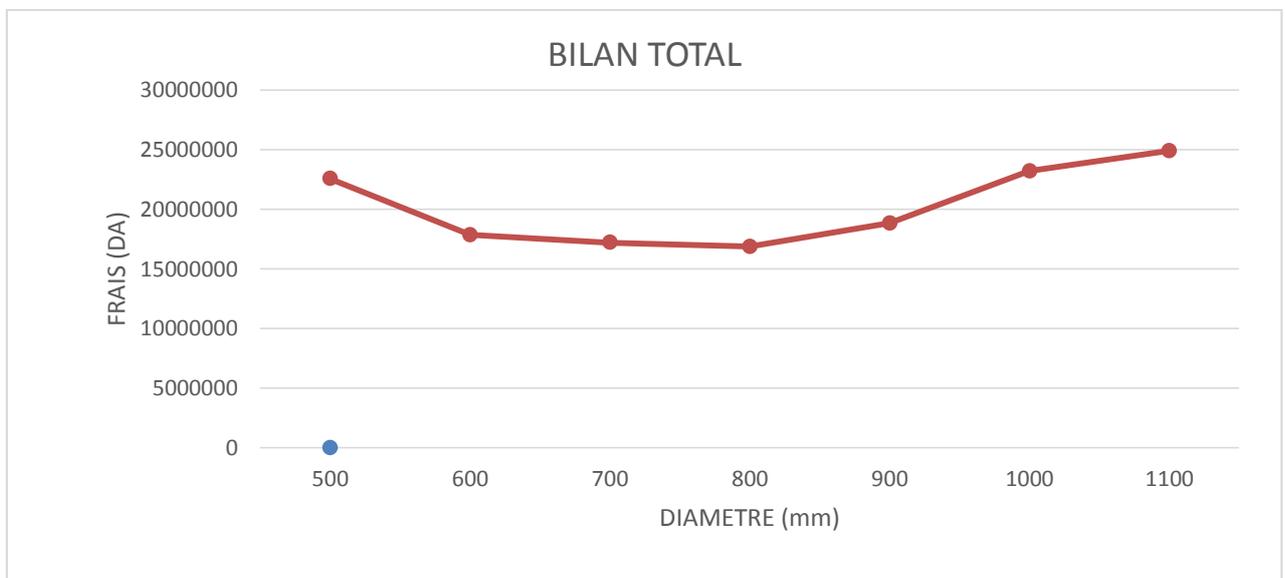


Figure IV.11 : Schéma du bilan total.

IV.8.11. Le choix technico-économique de la meilleure variante :

Tableau IV.22 : Les résultats des deux variantes.

<i>La conduite</i>	<i>Les paramètres</i>	<i>La variante 01</i>	<i>La variante 02</i>
<i>La conduite gravitaire</i>	Longueur 1	642.52	574.85
	D1 (mm)	700	600
	Longueur 2	679.98	488.90
	D2 (mm)	600	500
	Les frais d'investissement	4471951.24	2915060.61
<i>La conduite Refoulement</i>	Longueur (m)	850	1075
	Ve (m/s)	1.69	1.69
	Dr (mm)	800	800
	Hg (m)	53.10	71.87
	HMT (m)	57.53	77.47
	Puissance (K Watt)	583.422	785.666
	Les frais d'exploitation	9029040,159	12005208,02
	Les frais d'amortissement	4989924,745	4854451,675
	Le bilan total	14018964,9	16859659,7

Tableau IV.23 : Choix de la meilleure variante.

Les frais	La variante 01	La variante 02
Les frais d'investissement	4471951.24	2915060.61
Le bilan total	14018964,9	16859659,7
Total	18490916.14	19774720.31

Donc d'après le tableau et d'après l'étude technico-économique on a trouvé que la variante 01 la plus économique par rapport à la deuxième variante.

Le schéma explicatif pour la variante choisie est représenté dans la figure IV.12.

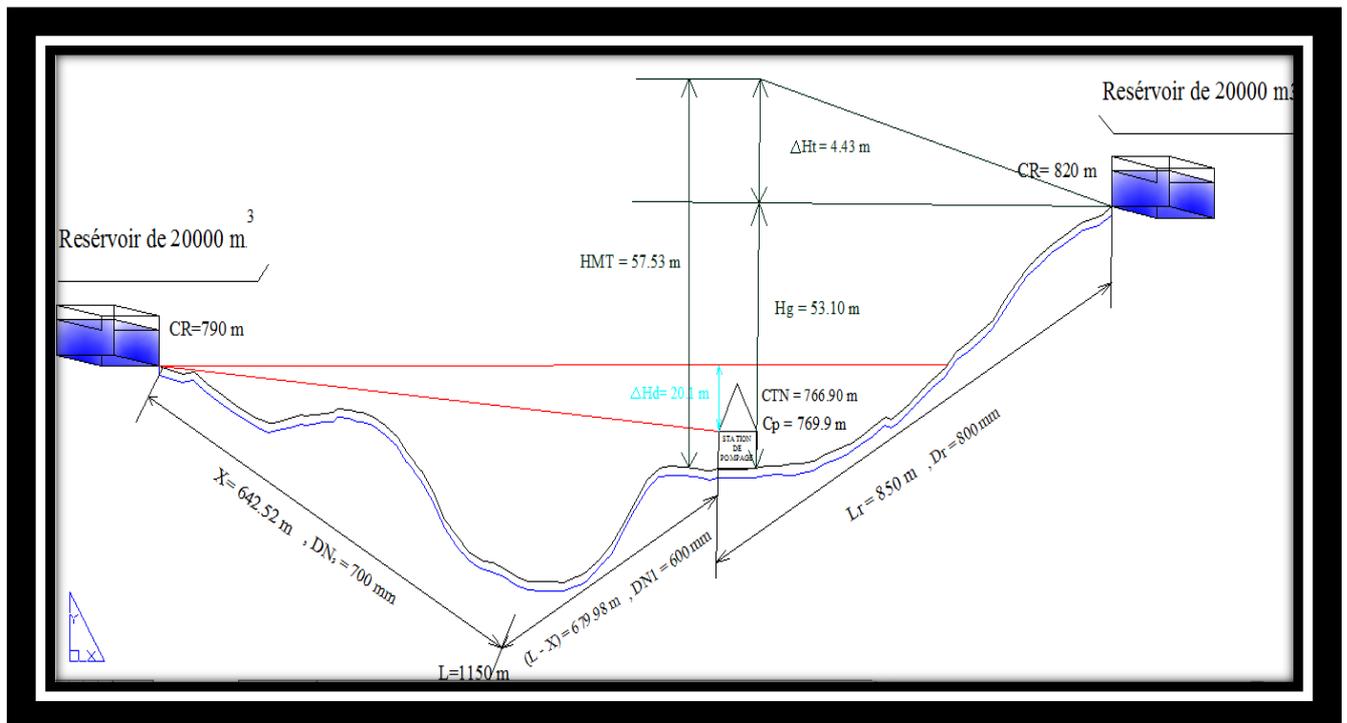


Figure IV.12 : Tracé de l'adduction.

IV.9. Conclusion :

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

-L'adduction par refoulement constituée de la station de pompage, La conduite de refoulement à une longueur de 850 m et un diamètre de 800 mm,

-L'adduction gravitaire à une longueur totale de la conduite de 1150 m et de diamètre normalisé 02 est de 700 mm et de diamètre normalisé 01 est de 600 mm et des longueurs respectivement 642.52 m et 679.97 m.

Chapitre V :

DIMENSIONNEMENT DE LA STATION DE POMPAGE

ETUDE DE POMPAGE

V.1. Introduction :

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

V.2. Définition :

Une pompe est un système d'élévation d'eau, c'est la transformation d'énergie mécanique en énergie hydraulique composée par des organes différents.

La pompe est entraînée par un moteur électrique.

Elle peut être une pompe à axe :

- horizontal.
- vertical.
- oblique.

V.3. Couplage des pompes :

On distingue deux types de couplage des pompes :

- Le couplage en série : ce type de couplage est utilisé en vue de l'augmentation de la hauteur d'élévation des pompes.
- Le couplage en parallèle : ce type de couplage est utilisé en vue de l'augmentation du débit refoulé par les pompes.

V.4. Choix du type de pompe :

Les critères de choix du type de pompe sont :

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

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

V.5. Choix du nombre de pompes :

Les critères de choix du nombre de pompes sont :

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

V.5.1. Refoulement SP – Réservoir de 20000 m³ :

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

n	Q appelé (m ³ /h)	HMT appelée (m)	Type de pompe	HMT (m)	η (%)	Vitesse (tr/min)	P abs (KW)	(NPSH) r (m)	Ø roue (mm)
1	3051.76	57.53	-	-	-	-	-	-	-
2	1525.88	57.53	-	-	-	-	-	-	-
3	1017.25	57.53	-	-	-	-	-	-	-
4	762.94	57.53	-	-	-	-	-	-	-
5	610.35	57.53	MEC-AZRBH 2/150B	58	69.4	2900	134	10.9	150
6	508.63	57.53	MEC-AZRBH 2/125A	60.2	70.9	2900	122	8.03	125

A partir du tableau (V.1), on déduit que la variante de six (06) pompes est la meilleure du point de vue rendement, puissance absorbée et nombre de pompes en parallèle.

Conclusion :

On opte pour un nombre de pompe de six (06) en plus deux (02) pompes de secours.
Ces huit (08) pompes sont identiques de type **MEC-AZRBH 2/125A**
CAPRARI.

V.6. Courbes caractéristiques des pompes :

Les courbes caractéristiques de la pompe [H-Q], [P abs - Q], [η -Q], [(NPSH) r - Q] sont retirées à partir de logiciel de CAPRARI et sont Représentées par la figure (V.1) pour la première station de pompage.

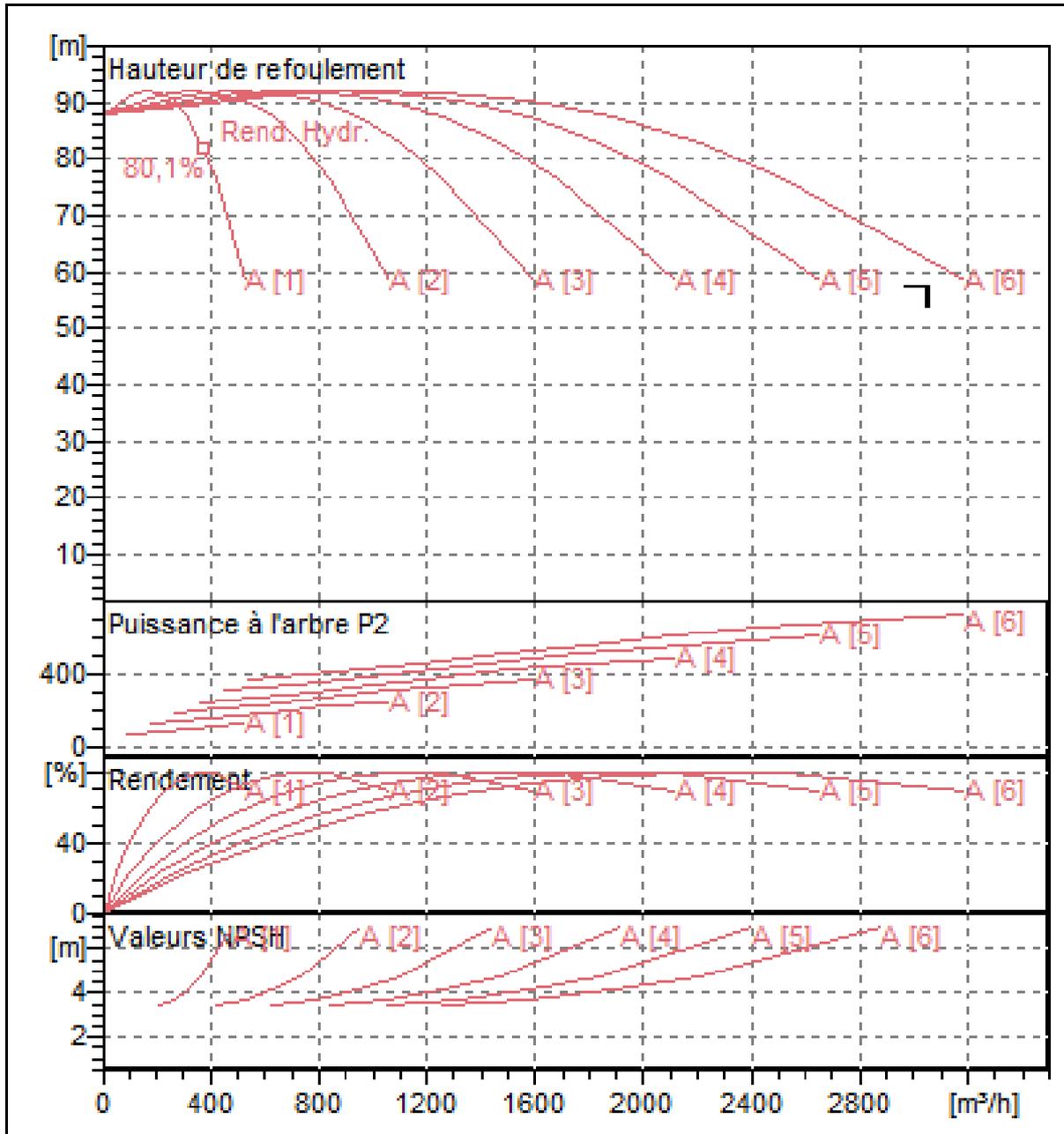


Figure V.1 : Les courbes caractéristiques de la pompe (SP) de type MEC-AZRBH 2/125A CAPRARI.

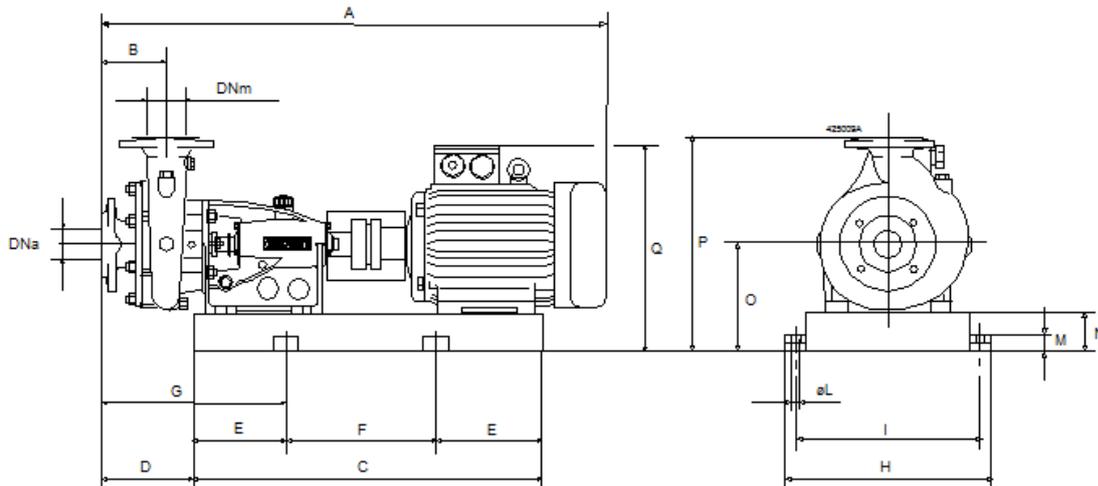


Figure V.2 : Schéma d'une pompe centrifuge.

V.7. Point de fonctionnement d'une pompe :

Pour notre cas la détermination de point de fonctionnement nous donne toutes les informations nécessaires pour la bonne installation et calage, et meilleur rendement, ainsi une longue durée de vie.

V.7.1. Courbe caractéristique de la conduite :

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

$$H_c = H_g + \Delta h_t \tag{V.1}$$

- H_g : hauteur géométrique (m) ;

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

$$\Delta h_t = 1,1 * \Delta h_p^{lin} \tag{V.2}$$

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

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

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

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

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

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

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

- Refoulement SP - Réservoir de 20000 m³ :

Tableau V.4 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement.

N°	Q (m ³ /h)	6*Q (m ³ /h)	H _g (m)	L _{ref} (m)	D _{ec} (mm)	λ	Δh_p^{lin} (m)	Δh_t (m)	H _c (m)
1	0	0	53,1	850	800	0,024975	0	0	53,1
2	100	600	53,1	850	800	0,024975	0,1488426	0,171169	53,27117
3	200	1200	53,1	850	800	0,024975	0,5953705	0,684676	53,78468
4	300	1800	53,1	850	800	0,024975	1,3395835	1,540521	54,64052
5	400	2400	53,1	850	800	0,024975	2,3814819	2,738704	55,8387
6	500	3000	53,1	850	800	0,024975	3,7210654	4,279225	57,37923
7	600	3600	53,1	850	800	0,024975	5,3583342	6,162084	59,26208
8	700	4200	53,1	850	800	0,024975	7,2932882	8,387281	61,48728
9	800	4800	53,1	850	800	0,024975	9,5259274	10,95482	64,05482
10	900	5400	53,1	850	800	0,024975	12,056252	13,86469	66,96469
11	1000	6000	53,1	850	800	0,024975	14,884262	17,1169	70,2169

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

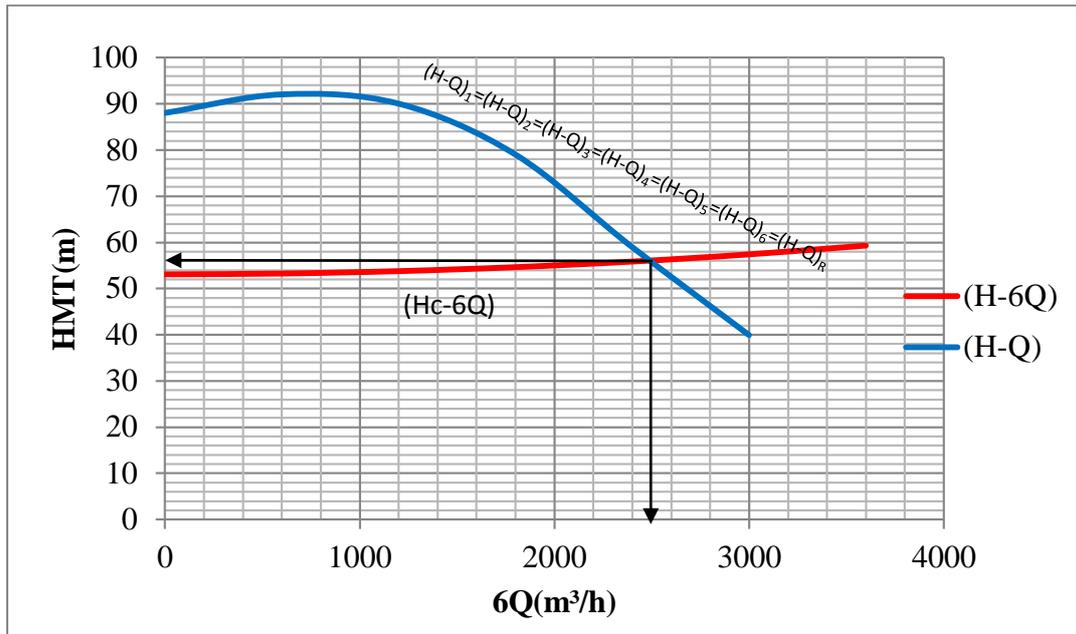


Figure V.3 : Point de fonctionnement de la pompe (SP).

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

$$\begin{cases} Q_{Pf} = 2500 \text{ m}^3 / \text{h} < Q_{app} = 3051.76 \text{ m}^3 / \text{h} \\ H_{Pf} = 56 \text{ m} < H_{app} = 57,53 \text{ m} \end{cases}$$

Conclusion :

Le débit correspondant au point de fonctionnement est inférieur au débit appelé et la hauteur manométrique correspondant au point de fonctionnement est inférieure à la hauteur manométrique appelée.

V.8. Modes de réglage :

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

V.8.1. Débit disponible > Débit appelé :

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

V.8.1.1. Réglage qualitatif :

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

V.8.1.2. Réglage quantitatif :

Appelé aussi vannage, c'est la fermeture partielle du robinet vanne de refoulement.

Le rendement de l'installation après vannage est :

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

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

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

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

- h_v : différence entre la hauteur H' et la hauteur appelée ;

$$h_v = H' - H_{app} \quad (V.5)$$

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

La nouvelle puissance absorbée :

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

Ainsi : $P_{abs} = \frac{g * Q * Hmt * \rho}{\eta}$

V.8.1.3. Augmentation des pertes de charge dans les conduites de refoulement :

En augmentant les singularités (des diffuseurs ou bien des rétrécissements brusques, les coudes...).

V.8.1.4. Diminution de temps de pompage :

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

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

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

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

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

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

Le rendement correspondant au débit Q_{pf} est : n %.

On détermine la nouvelle puissance absorbée, sachant que :

$$Q = \frac{Q_{pf}}{n} \Rightarrow \text{Ainsi : } P_{abs} = \frac{g * Q * H_{mt} * \rho}{\eta}$$

V.8.1.5. Changement du type de la pompe :

Si cela est possible.

V.8.1.6. Rognage :

C'est la diminution du diamètre de la roue, en gardant la même vitesse de rotation, et la même distance entre les deux flasques.

Détermination du rendement de rognage :

q : débit appelé par la pompe

Q : débit du point de fonctionnement

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{Q}{q} = \lambda^2 \dots\dots\dots (1) \\ \frac{H_{mt}}{h_{mt}} = \lambda^2 \dots\dots\dots (2) \end{array} \right.$$

De (1) et (2) on aura :
$$H_{mt} = \frac{h_{mt}}{q} . Q$$

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

$$H_{mt} = a.Q$$

En autre :

$$\frac{Q}{q} = \left[\frac{D}{d} \right]^2 \Rightarrow D = d \cdot \sqrt{\frac{q}{Q}} \quad (V.7)$$

Avec :

- q : débit appelé par la pompe (m³/s)
- Q : débit du point de fonctionnement (m³/s)
- d : diamètre de la roue à rogner (mm)
- D : diamètre de la roue après rognage (mm)

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

Avec :

- m : coefficient de rognage.
- R% < 15 : c'est bon, sinon il faut opter pour une autre solution.

V.8.2. Débit disponible < Débit appelé :**V.8.2.1. Qualitatif :**

Augmentation de la vitesse de rotation de la pompe.

V.8.2.2. Changement de type de pompe.**Remarque :**

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

Dans notre cas, les modes de réglage à étudier est l'augmentation de la vitesse de rotation parce que on a : $Q_{App} > Q_{PF}$,

Donc : on utilise un seul mode de réglage c'est :

Diminution de la vitesse de rotation :

Dans ce cas, on va faire un réglage qualitatif donc on augmente la vitesse de rotation de la pompe :

La nouvelle vitesse de la pompe sera :

D'après la loi de similitude on a :

$$\frac{Q_{app}}{Q_{pf}} = \frac{n}{N} \Rightarrow n = N \frac{Q_{app}}{Q_{pf}} = 2900 * \frac{3051.76}{2780} = 3184 \text{ Tr/min.}$$

N : la vitesse initiale de la pompe.

n : la nouvelle vitesse de la pompe.

L'équation de la courbe de proportionnalité est égale : $H = a * Q^2$.

Avec :

$$a = \frac{H_{app}}{Q_{app}^2} = \frac{57.53}{3051.76^2} = 0,0000062.$$

Le rendement par la méthode de similitude est égal : $\eta = 78\%$.

La nouvelle puissance : $P_{abs} = \frac{9.81 * 847.71 * 57.53}{0.78 * 3600}$, $P_{abs} = 170 \text{ KW}$.

Conclusion :

On opte pour un réglage qualitatif (augmentation de la vitesse de rotation), car le $Q_{App} > Q_{PF}$, mais d'après le graphe au-dessus il démontre que le Q et H_{mt} presque sont égaux $Q_{App} = 3051.73 \text{ m}^3/\text{h}$ et $Q_{PF} = 3052 \text{ m}^3/\text{h}$ et $H_{mt} = 57.53 \text{ m}$ et $H_{PF} = 57.6 \text{ m}$.

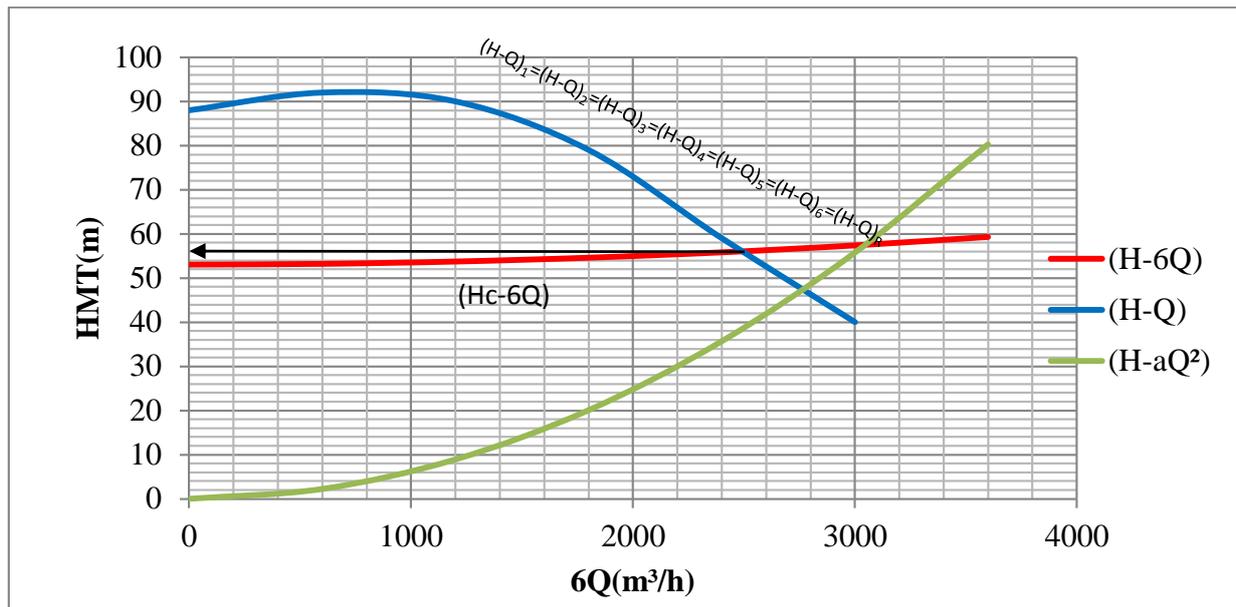


Figure V.8 : Courbe caractéristiques de la SP après réglage.

V.9. Choix du moteur électrique :

V.9.1. Critères de choix du moteur électrique :

Les critères de choix du moteur électrique sont :

- Puissance absorbée minimale ;
- Position de l'arbre de transmission horizontale ou verticale ;
- Tension d'alimentation.

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

V.9.2. 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) ;

N_p : vitesse de rotation de la pompe (tr/mn), $N_{\text{mot}} = 3100 \text{ tr/min}$.

V.9.3. Puissance fournie par le moteur :

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

$$P_m = \frac{\varpi * Q_{app} * HMT * K}{\eta_p * \eta_{acc} * \eta_m}$$

Où :

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 ;

HMT : hauteur manométrique totale minimum ;

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 : $\eta_m = 93 \%$.

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

Tableau V.4 : Coefficient de correction en fonction de la puissance.

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

Refoulement : SP - Réservoir 20000 m³ :

a) Puissance du moteur :

- Le rendement après réglage est : 70.9 %.
- La hauteur manométrique totale est : 57.53 m.
- Le débit d'une pompe est : 847.71 m³/s.
- La puissance absorbée de la pompe est : 122 KW \Rightarrow K = 1,08.
- La puissance du moteur est :

$$AN : P_m = \frac{9810 * 847.71 * 57.53 * 1.08}{0,709 * 0,93 * 0,93} \Rightarrow P_m = 842601.66 \text{ KW.}$$

b) Caractéristiques du moteur :

- Fréquence : 50 Hz.
- Tension nominale : 400 V.
- vitesse nominale : 3100 tr/min.
- Nombre de pôles : 2.
- Puissance nominal : 132 KW.
- Courent nominal : F.
- Type de moteur : 3~.
- Q (l/s) : 144.8 l/s.
- H (m) : 60.2 m.

V.10. Etude de la cavitation :

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

La condition suivante doit être vérifiée : $(NPSH)_r < (NPSH)_d$

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

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

$$(NPSH)_d = (NPSH)_r + r \tag{V.8}$$

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

On prend : $r = 0,4$ m.

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

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

$$h_{adm}^{asp} = (NPSH)_r + r - Pat + Tv + \sum h_p^{asp} + \frac{V_{asp}^2}{2g} \tag{V.9}$$

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

- P_{at} : pression atmosphérique (m.c.e) ; $P_{at} = 10,33 - 0,00139 * H$.

Avec : H : altitude de la station.

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

Tableau V.7 : Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température

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

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

Donc : $T_v = 0.24$ (mec).

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

$$\Delta h_{asp} = (1,05 - 1,10) * \Delta h_{asp}^{lin} \tag{V.10}$$

- Δh_{asp}^{lin} Elle sera estimée par : $\sum h_{asp}^{lin} = \frac{10 * L_{asp}}{1000}$

- V_{asp} : vitesse d'écoulement dans la conduite d'aspiration (m/s), $V_{asp} = \frac{4.Q}{\pi.D_a^2}$

- D_a : diamètre de la conduite d'aspiration,

$$D_a = (1,2 - 1,5) * DN2 \quad (V.11)$$

Avec : DN2 : diamètre de la tubulure d'aspiration (mm).

V.11. Calage de la pompe :

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

Pour les installations en charge : $\nabla_{axe} = \nabla_{min} - h_{asp}^{adm} + r \quad (V.12)$

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

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

a) Refoulement : SP- Réservoir de 20000 m³ :

- La charge nette d'aspiration requise : $(NPSH)_r = 8.03$ m.
- La pression atmosphérique : $P_{at} = 10,33 - 0,00139 * 766.9 = 9.26$ m.
- La tension de vapeur d'eau à une température $T^\circ = 20$ °C : $T_v = 0,24$ mce
- Le diamètre de la conduite d'aspiration : $D_a = (1,2 - 1,5) * DN2$

Donc : $D_a = 1,2 * 600 \Rightarrow D_a = 720mm$

□ La vitesse d'aspiration : $V_a = \frac{4 * 0.706}{3,14 * 0,72^2} \Rightarrow V_a = 1,74m/s$.

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

$$\sum h_{asp}^{lin} = \frac{10 * L_{asp}}{1000} = \frac{10 * 30}{1000} = 0.3m$$

- La perte de charge totale à l'aspiration : $\Delta h_{asp} = 1,15 * 0,3 \Rightarrow \Delta h_{asp} = 0,345m$.

□ La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{adm}^{asp} = 8.03 + 0,4 + 0.24 + \frac{1.74^2}{2 * 9.81} - 9.26 + 0,345 \Rightarrow h_{adm}^{asp} = - 0.10$$
 m.

- changement de type d'installation :

-Installation en aspiration :

$$h_{adm}^{asp} = Pat - (NPSH)_r - r - T_v - \sum h_p^{asp} - \frac{V_{asp}^2}{2g}$$

$$h_{adm}^{asp} = 9.26 - 0.3 - 0.24 - \frac{0.75^2}{2 * 9.81} - 8.03 - 0.345 = 0.10m .$$

La côte de l'axe de la pompe : $\nabla_{axe} = 766.9 + 0.1 - 0.1$

$$\Rightarrow \nabla_{axe} = 766.9m .$$

V.12. Bâtiment de la station de pompage :

Le type de construction de la station de pompage est déterminé prenant en considération plusieurs paramètres :

- Type de matériaux de construction.
- La nature du sol (il faut qu'il soit stable)
- Type des moteurs et pompes utilisés.

V.12.1. Types des bâtiments des stations de pompage :

Les bâtiments des stations de pompes se différencient l'un à l'autre par les paramètres que nous avons mentionnés dans le paragraphe précédent. Et parmi ces types des bâtiments on peut citer les suivants :

- Bâtiment type surface.
- Bâtiment type bloc.
- Bâtiment type bache mouillée avec une pompe noyée
- Bâtiment type bache mouillée avec une pompe dénoyée
- Bâtiment type puits bloc.
- Bâtiment type bache sèche
- Bâtiment type puits bache sèche.

On Algérie on remarque que le type le plus fréquent et le plus utilisé c'est le type bâtiment type surface. Et lorsque on prend en considération le type de sol qui est de nature roche solide, on peut dire que le type de notre bâtiment c'est un bâtiment de surface c'est à dire que tous l'ouvrage de la station est surélevé.

V.12.2. Modalité de construction du bâtiment :

La partie souterraine est exécutée en béton armé, on peut la faire en préfabriqué, on utilise aussi la brique pour les murs.

Pour le dimensionnement de la station de pompage il faut prendre en considération tous les éléments qui se trouvent à l'intérieur et au voisinage de la station de pompage comme la bache d'eau, les conduites d'aspiration et de refoulement.

L'élément essentiel pour le dimensionnement de la station de pompage réside en l'encombrement des groupes et des conduites, ainsi que les pièces

spéciales, le nombre des pompes, et la pompe de secours qui doit être installée.

Les groupes sont souvent installés en lignes, si le nombre des pompes dépasse 5 (notre cas), les pompes seront installées en parallèle.

Le contact entre le sol et la fondation ne doit présenter des déformations, ou bien des défauts dans la construction, les travaux de bétonnage devront être faire soigneusement et avec précaution.

➤ **Partie supérieure du bâtiment :**

Le bâtiment est généralement construit sous forme rectangulaire et comporte des salles de machines, plus une plate-forme de montage et démontage, une salle annexe (pour le bureau d'exploitation, toilette, salle de stockage, salle des armoires électriques).

Il est recommandé de prendre la hauteur de station de pompage normalisée $H_b = (3,5 ; 4,2 ; 4,8 ; 5,4 ; 6 \text{ m} \dots)$

La longueur du bâtiment $l_b = (3, 6, 18, 21, 24 \text{ m} \dots)$

La distance entre les poteaux (3, 6, 9, 12...).

Si la longueur du bâtiment dépasse 18 m, on prévoit deux sorties, la plate-forme de montage se trouve juste à l'entrée du bâtiment.

Pour les grandes stations de pompage dont la longueur dépasse 18 m on préfère de réaliser deux plates-formes de montage, on note aussi que la réalisation il faut respecter certains distances pour faciliter le mouvement des personnels ainsi que pour des raisons de sécurité.

On note quelques normes à respecter dans la construction du bâtiment :

- Distance entre les pompes entre 0,8 et 1,2 m ;
- Distance entre les groupes électriques et les vitres de commande est de l'ordre de $l > 2\text{m}$.
- Distance entre les armoires de commande
- Dimensions des portes $3 \times 3 ; 3,6 \times 3,6 ; 4 \times 3 ; 4,2 \times 4 ; 4,8 \times 5,4$
- La surface des fenêtres est prise entre 10 et 15 % de la surface de la salle des machines.

V.13. Dimensionnement du bâtiment :

V.13.1. La hauteur du bâtiment :

$$H_b = h_1 + h_2 + h_3 + h_4 + h_5.$$

h_1 : Distance vertical: $h_1 = h_p + h_{\text{socle}} + h_{\text{reserve}}$

$$h_{\text{réserve}} = 0,5 \text{ m.}$$

$$h_{\text{socle}} = (20 \div 60) \text{ cm, on prend : } h_{\text{socle}} = 60 \text{ cm.}$$

h_p : Hauteur de la pompe est égale à 1014 mm = 1.014 m.

$$h_1 = 0.824 + 0,5 + 0,6 = 1,924$$

$$h_1 = 2.114 \text{ m.}$$

h_2 : Hauteur réservée à l'homme.

$$h_2 = 2,2 \text{ m.}$$

h_3 : Hauteur de chariot.

$$h_3 = 0,3 \text{ m.}$$

h_4 : Hauteur profilée.

$$h_4 = 0,8 \text{ m.}$$

h_5 : Hauteur de sécurité.

$$h_5 = 0,5 \text{ m.}$$

Donc :

$$H_b = 2.114 + 2,2 + 0,3 + 0,8 + 0,5 = \mathbf{5,914 \text{ m.}}$$

V.13.2. Largeur du bâtiment :

$$L_b = l_p + l_{asp} + l_{sin} + l_c + l_r$$

l_r : (0,8 – 1,2) m : réserve on prend : $l_r = 1 \text{ m.}$

l_p : Largeur de la pompe = 750 mm = 0.750 m.

Pour déterminer la longueur d'aspiration, il faut d'abord déterminer les longueurs des pièces utilisées (tronçon, convergent, clapet pied crépine).

$$L_c = 0,53 \text{ m, } l_{tr} = 0,8 \text{ m, } D_e = 0,8 \text{ m.}$$

Pour le refoulement nous avons :

$$L_{tr} = 0,8 \text{ m ; } l_d = 1,05 \text{ m.}$$

Donc :

$$L_b = (0.75 + 1) * 8 + 0,53 + 0,8 + 0,8 + 1,05 + 0,8 + 0,31 = \mathbf{18.29 \text{ m.}}$$

V.13.3. La longueur du bâtiment :

La longueur du bâtiment est calculée par la formule suivante :

$$L_b = n_p.L + l_{int} + l_{p.f} + l_r$$

Avec :

n_p : nombre de pompes = 8 pompes ;

L : Longueur de la pompe+ moteur ;

l_{int} : Distance entre deux pompes voisines ;

$l_{p.f}$: Longueur de la plateforme ;

L_p : Surface du bureau du personnel ;

$$L_b = 8. (1.709) + (0,5.8) + 1,5 + 8 = \mathbf{27.17 \text{ m.}}$$

V.14. Equipements en amont et en aval des pompes :

Les équipements hydrauliques d'une station de pompage comprennent en dehors des pompes elles-mêmes :

- Les équipements d'aspiration : grille, tulipe d'aspiration, crépine, clapet, joint, vanne, convergent, dispositif anti-vortex, appareils de protection anti-bélier, circuit d'amorçage de la conduite et de la pompe.
- Les équipements de refoulement : joint, divergent, clapet anti-retour, vanne, appareils divers.

V.14.1. Bâche d'aspiration :

V.14.1.1. Bâche de la station de pompage :

La station de pompage (SP) se situe à 979,44 m est alimentée gravitairement avec un débit de 847.71 l/s. Alors le volume de la bâche de (SP) est déterminé par la méthode analytique.

Pour dimensionner la bâche de la station de pompage projetée nous nous sommes basés sur la formule suivante :

$$V = (Q \cdot T / 2) + 0.3 \cdot (Q \cdot T / 2) ; \text{ où}$$

- T : c'est le temps entre deux démarrages de la pompe T=0.25h.
- N= 6 démarrages.
- V= Volume de la bâche.
- Q=débit de refoulement.

Dans notre cas on prend : T = 6 démarrages.

$$V = (847.71 \cdot 0.25) / 2 + 0.3 \cdot (847.71 \cdot 0.25) = 137.75 \text{ m}^3.$$

On prend un volume de : **V=150m³.**

V.14.1.2. Les dimensions correspondant à la prise d'eau :

Sa section $S = \frac{\pi \cdot D^2}{4}$ et $V = S \cdot h$.

Avec : h : hauteur de la bâche d'aspiration

h = 2 ÷ 4 m, on prend : h = 3m, d'où : V = 150 m³.

La section sera : $S = V / h = 50 \text{ m}^2$. Donc : S= 50 m².

Le volume total de la bâche d'aspiration est :

Donc V = 150 m³.

V.14.1.3. Calcul du diamètre de la bâche d'aspiration :

Notre bâche aura une section circulaire :

$$S = \frac{V}{h} \text{ donc : } S = 50 \text{ m}^2$$

Son diamètre est : $D = \left(\frac{4 \cdot S}{\pi} \right)^{0.5}$

$$D = 7.98 \text{ m.}$$

$$D_n = 8 \text{ m.}$$

Tableau V.8 : Tableau donnant les dimensions des bâches de reprise.

Bâche de reprise	Volume (m ³)	D (m)	S (m ²)	H (m)
Station de pompage	150	8	50	3

Conclusion :

Dans ce chapitre, on a déterminé la capacité de la station de pompage pour satisfaire les besoins en eau des agglomérations.

V.14.2. Equipements en amont : Aspiration :

L'aspiration des pompes d'une station peut se faire soit dans une bache d'aspiration, soit d'une conduite :

➤ **Canalisation à l'aspiration :**

Il est conseillé de projeter la conduite d'aspiration pour des considérations tant technique qu'économique :

- Nombre de conduites d'aspiration doit être logiquement égal à celui des pompes ;
- La longueur de la conduite d'aspiration doit être la plus courte que possible (<50m), elle doit être conçue de façon à éviter les coudes, et elle doit relier le plan d'aspiration à l'entrée de la pompe en présentant une pente minimale de 5%.

La détermination du diamètre de la canalisation se fait en considérant les vitesses admissibles dans la conduite.

Les vitesses sont tabulées en fonction des débits et diamètres.

Tableau V.9 : Vitesses admissibles (Aspiration).

Diamètre Da (mm)	Vitesse admissible (m/s)
Da<250	0,70÷1,0
250<Da<800	1,0÷1,50
Da>800	1,5÷1,8

➤ **Tulipe :**

La nécessité de la tulipe dépend essentiellement de la vitesse d'entrée de l'eau dans la conduite d'aspiration. Pour des valeurs ne dépassant pas 0,8m/s, il est possible de ne pas prévoir de tulipe, cependant son utilisation permet de diminuer les pertes de charge. Aussi est-il recommandé d'en prévoir dès que la vitesse atteint 0,5m/s.

➤ **Crépine :**

La crépine évite l'entrée accidentelle des corps solides, dans les pompes ; il est à noter qu'une crépine doit être toujours immergée pour éviter l'air (une marge suffisante doit être prévue pour le vortex) et éloignée d'environ 0,5m du fond du puisard.

➤ **Joints :**

Une attention particulière sera donnée aux joints afin de supprimer toutes possibilités d'entrée d'air et éventuellement d'agents polluants, en général on préfère les joints soudés. Pour les raccordements sur des appareillages (vannes, pompes, etc....) on utilisera les joints à brides pour l'entretien ou réparation des appareillages.



Figure V.4 : Joint, Coude et clapet anti-retour.

➤ **Vanne d'aspiration :**

La vanne montée à l'aspiration de la pompe permet d'isoler la pompe pour les travaux d'entretien ou de démontage sans arrêter les autres pompes. Elle sert aussi au réglage des débits.

➤ **Convergent :**

Le convergent permet d'avoir une accélération progressive de l'écoulement favorisant ainsi la bonne répartition des vitesses à l'entrée de la pompe au lieu d'une variation brusque du diamètre qui engendre une perte de charge singulière ; donc le convergent est l'organe destiné à servir de liaison entre deux conduites de diamètres différents.

Sa longueur est déterminée par la formule suivante :

$$L_c = (3,5 \div 4) \times (D_a - d_a).$$

Où D_a : Diamètre de la conduite d'aspiration.

d_a : diamètre de la tubulure d'aspiration (entrée).



Figure V.5 : Vanne d’aspiration, conduites d’aspiration collective et individuelle convergent, coude et manomètre.

V.14.3. Equipements en aval : Refoulement :

➤ **Conduite de refoulement :**

Refoulement collectif Ø 800 mm, Vr =1,67 m/s.

➤ **Divergent et conduite de refoulement :**

Contrairement à ce qui se passe à l’aspiration, la vitesse de l’eau à la sortie de la pompe peut être (3÷7) m/s, par conséquent il faut ralentir l’écoulement afin de garder une vitesse dans la plage des vitesses admissibles en plaçant un divergent.

La longueur du divergent est déterminée par la formule suivante :

$$L_d = (3,5 \div 5) \times (D_r - d_r) \text{ (m)}$$

D_r : diamètre de la conduite de refoulement (du convergent).

d_r : diamètre de la tubulure d’aspiration.

Tableau III.4 : vitesses admissibles (Refoulement).

Diamètre D_a (mm)	Vitesse admissible (m/s)
$D_r < 250$	1 ÷ 1,5
$250 < D_r < 800$	1,2 ÷ 2,0
$D_r > 800$	1,8 ÷ 3

➤ **Vanne d'isolement :**

Les vannes d'isolement à l'intérieur du bâtiment permettent le démontage de la pompe ou du clapet sans arrêter les autres pompes.



Figure V.6 : Pompe et moteur, divergent, coude, manomètre, conduites de refoulement individuel et collectif, clapet anti-retour.

➤ **Ventouse :**

Le rôle d'une ventouse est tout d'abord d'évacuer l'air contenu dans les conduites.

Le cas se présente lorsque la conduite étant vide, on procède à son remplissage, l'air sera chassé.

Quand la conduite est en service, il est nécessaire, également, de pouvoir évacuer l'air abandonné par l'eau. Cet air se cantonne aux points hauts des canalisations.

Les ventouses seront donc prévues aux points hauts. Il est souhaitable d'en prévoir aussi aux changements de pentes. Ces appareils doivent permettre, en outre, l'admission de l'air dans la conduite lorsque l'on procède à sa vidange.



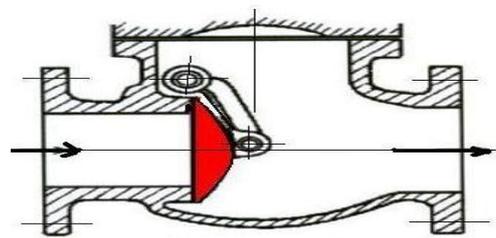
Figure V.7 : Conduite de refoulement et ventouse.

➤ **Réservoir anti-bélier :**

On un seul collecteur de refoulement donc on installe sur ce collecteur un réservoir anti-bélier, assurant la protection de l'installation en amont

➤ **Clapet anti-retour :**

Il ne permet pas le retour de l'eau lors de l'arrêt de la pompe vers celle si afin d'éviter qu'elle s'endommage.



Clapet à battant

V.15. Organes de raccordement :

Les organes de raccordement sont nécessaires pour :

- La déviation d'une partie d'écoulement ;
- L'introduction dans la conduite d'un débit supplémentaire ou son soutirage ;
- Le changement de diamètre de la conduite ;
- Le montage et le démontage des accessoires ;
- Le changement de direction de la conduite.

V.15.1. Coude :

Les coudes sont des accessoires utiles surtout pour les réseaux maillé et ramifié, lorsque la conduite change de direction. Généralement, les coudes sont maintenus par des massifs de butées, convenablement dimensionnés.

On y distingue des coudes à deux emboîtements ou bien à emboîtements et à bout lisse ; les deux types de coude se présentent avec un angle α de : $\frac{1}{4}$ (90°), $\frac{1}{8}$ (45°), $\frac{1}{16}$ ($22^\circ 30'$), $\frac{1}{32}$ ($11^\circ 15'$).



Figure V.8 : Coude, vanne à opercule et convergent

V.15.2. Cônes :

Les cônes sont utilisés pour relier deux conduites de diamètres différents comme on les rencontre aussi à l'entrée et à la sortie des pompes. On distingue :

- Les cônes à deux emboîtements ;
- Les cônes à deux brides ;
- Les cônes à emboîtement et bride.

V.16. Conclusion :

Pour notre projet, nous avons une station de pompage le long de notre chaîne, équipée de pompes de type **MEC-AZRBH 2/125A CAPRARI**, ce sont des monocellulaires à axe horizontal.

Les conditions d'adaptation des pompes, mais pour le cas de la station de reprise, nous avons une installation en charge, et le plan d'eau reste toujours au-dessus de l'axe de la pompe. On peut dire que cette dernière ne risque pas la cavitation.

Chapitre VI :

PROTECTION CONTRE LE COUP DE BELIER ET LA CORROSION INTRNE

VI.1. Introduction :

Les conduites, en général sont posées en terre, ou en galeries, d'adduction gravitaire ou par refoulement, aussi bien que celle de distribution d'ailleurs, sont menacées de dégradation ou de destruction par des causes diverses naturelles ou artificielles.

Leur bonne conservation dépend, en premier lieu, de la qualité du matériau dont elles sont constituées et surtout de son adaptation aux caractéristiques physico-chimiques des terrains dans lesquels elles sont posées et ceci est vrai pour les différentes natures de matériaux, mais principalement pour les conduites métalliques : fonte, acier, etc...

VI.2. Protection des conduites contre le coup de bélier :

Définition :

Le coup de bélier est une onde de pression, positive ou négative, provoquée par une variation du régime hydraulique, et se propageant dans le milieu constitué par l'eau et par la conduite qui la contient. Cette onde est caractérisée par une vitesse de propagation ou célérité, Elle se réfléchit sur les obstacles, et en particulier sur les extrémités de la conduite.

VI.2.1. Les causes du coup de bélier :

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

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

VI.2.2. Les conséquences du coup de bélier :

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

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

VI.2.2.1. Cas de la surpression :

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

VI.2.2.2. Cas de dépression :

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

VI.2.2.3. Fatigue de la canalisation :

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

VI.2.3. Description des phénomènes physiques :

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

Phase 01 : Une onde de dépression prend naissance au départ de la pompe et se propage jusqu'au réservoir à une vitesse où célérité désignée par 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.

Phase 03 : En raison de cet arrêt la première tranche en contact avec le clapet va se trouver comprimée entraînant une dilatation de la conduite .Au bout d'un nouveau temps $\frac{L}{a}$ 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 $\frac{4L}{a}$.

VI.2.4. Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier :

La protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier est basée sur la fermeture de la dernière vanne sur cette conduite.

Les ondes de surpression et de dépression sont caractérisées par une vitesse de propagation donnée par la formule d'ALLIEVI :

$$C = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + k * \frac{D}{e}}} \quad (\text{VI.1})$$

C : célérité d'onde (m/s) ;

D : diamètre de la conduite (mm) ;

e : épaisseur de la conduite (mm) ;

k : Coefficient de compressibilité de l'eau ; $k = 2.10^9$ à 20° c .

VI.2.5. Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier :

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

VI.2.5.1. Réservoirs d'air :

L'alimentation continue de la veine liquide après disjonction du groupe peut être effectuée à l'aide d'une réserve d'eau accumulée sous pression dans une capacité métallique disposée à la station immédiatement à l'aval du clapet. Cette capacité contient de l'eau et de l'air.

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

VI.2.5.2. Cheminée d'équilibre :

A la place d'un réservoir d'air sous pression, il peut être établi, à la station de pompage, un réservoir à l'air libre appelé cheminée d'équilibre. Cette cheminée jouera le même rôle que ce premier mais, dans le cas de hauteur de refoulement même moyenne, on arrive rapidement à des ouvrages d'art de hauteurs importantes.

VI.2.5.3. Soupape de décharge :

C'est appareils font intervenir un organe mécanique, un ressort à boudin ordinairement, qui, par sa compression, obture, en exploitation normale, un orifice placé sur la conduite au point à protéger, c'est-à-dire où la surpression à craindre est maximale et libère, le cas échéant, le débit de retour de conduite correspondant à la valeur de la surpression admissible. Il y a lieu de prévoir l'évacuation vers l'extérieur, de l'eau ainsi libérée.

VI.2.5.4. Volant d'inertie :

Calé sur l'arbre du groupe, il constitue un moyen assurant l'alimentation de veine liquide, malgré l'arrêt du moteur actionnant la pompe grâce à l'énergie qu'il accumule pendant la marche normale. Le volant la restitue au moment de la disjonction et permet ainsi d'allonger le temps d'arrêt de l'ensemble, donc de diminuer l'intensité du coup de bélier. Au démarrage, le groupe électropompe, avec le volant d'inertie, consomme plus d'énergie.

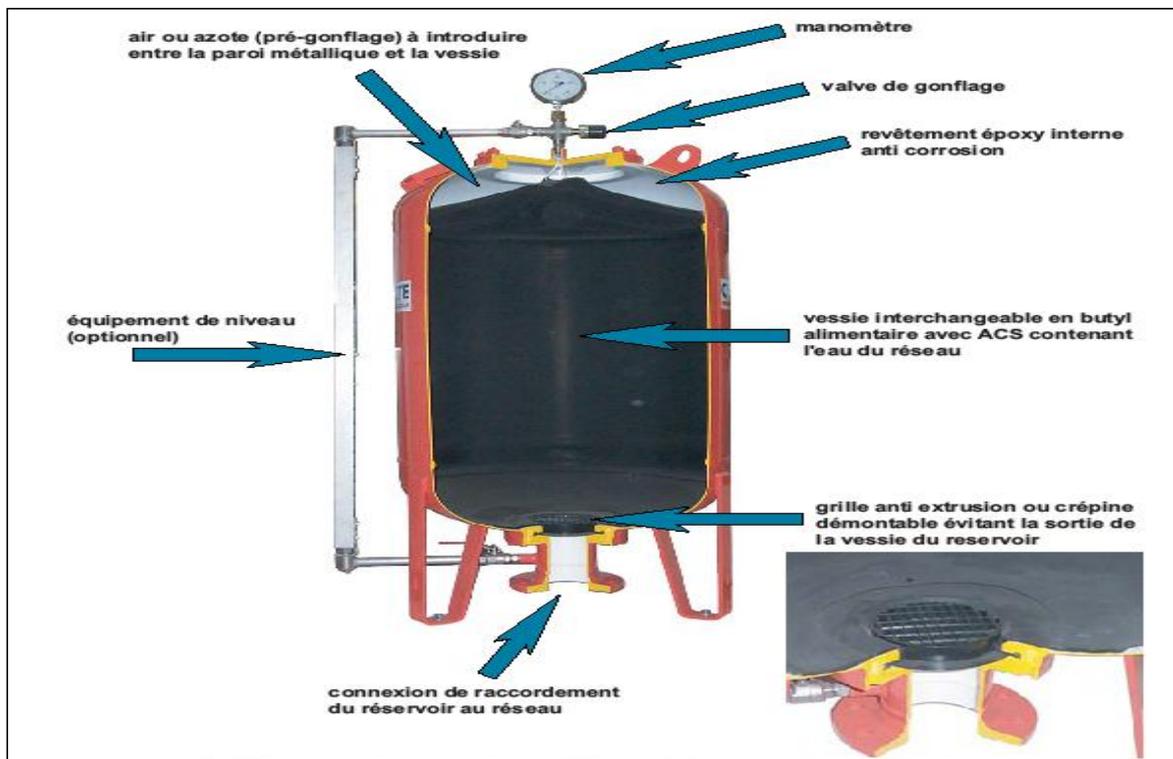


Figure VI.1 : Réservoir anti bélier à vessie butyle (d'après document CHARLATTE).

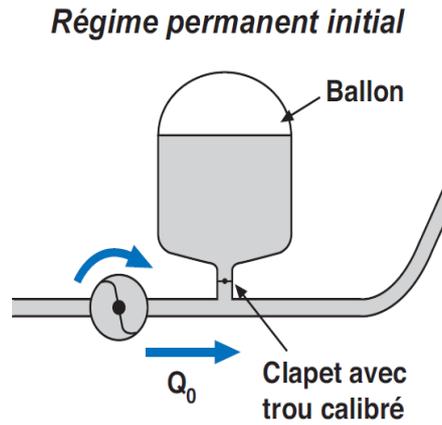


Figure VI.2 : sens d'écoulement en régime permanent.

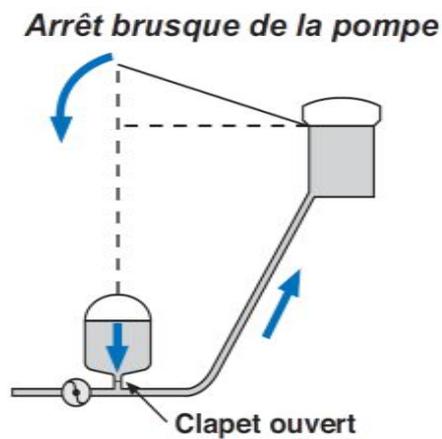


Figure VI.3 : sens d'écoulement avec arrêt Brusque de la pompe et clapet ouvert.

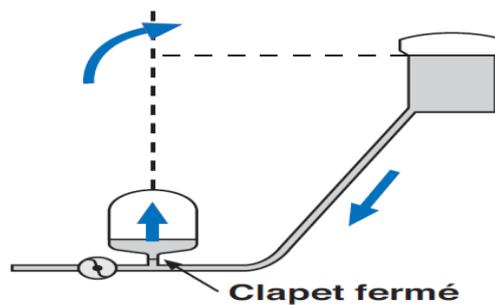


Figure VI.4 : sens d'écoulement quand le clapet est fermé.

Remarque :

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

VI.3. Calcul des réservoirs d'air :

Le calcul du réservoir d'air permet de déterminer les valeurs de la surpression et de la dépression maximales dans les conduites de refoulement et le volume du réservoir d'air.

Comme méthode de calcul, on distingue :

VI.3.1. Méthode de VIBERT :

La méthode de VIBERT donne de bons résultats pour les petites installations et risque de donner des volumes de réservoirs d'air, important dans le cas de grandes installations.

VI.3.2. Méthode de BERGERON :

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

VI.4. Dimensionnement des réservoirs d'air :

La célérité de l'onde élastique c est fonction du fluide écoulé (ici de l'eau) et des caractéristiques de la conduite (diamètre et épaisseur) et du sol.

Dans le cas d'une conduite indéformable, c correspond à la vitesse de propagation du son dans l'eau (~ 1400 m/s). Mais lorsque l'on prend en compte la déformation de la conduite, cette vitesse de propagation diminue.

Elle est donnée par la formule publiée par B.SALAH qui tient compte de l'effet du sol sur la conduite.

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

Avec :

C : Célérité en [m/s]

k : Coefficient de compressibilité de l'eau ; $k = 2,07 \cdot 10^9$ pascal

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

e_m : Epaisseur de la conduite (m)

a : Rayon intérieur de la conduite (m)

ν_m : Coefficient de poisson du matériau de la conduite ; $\nu_m = 0,3$ (fonte)

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

E_m : Le module de Young du matériau de la conduite ; $E_m = 1 \cdot 10^{11}$ Pascal

E_s : Module de Young du sol considéré $E_s = 2 \cdot 10^8$ Pascal

1. La charge tenant compte du coup de bélier :

$$Z = Hg + \frac{C * V_0}{g} \quad \text{(VI.3)}$$

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

g : l'accélération de pesanteur.

2. La charge statique absolue :

$$Z_0 = Hg + 10$$

3. La charge maximale absolue :

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

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

$$U_0 * Z_0 = U_{\max} * Z_{\min} \Rightarrow U_{\max} = \frac{U_0}{\frac{Z_{\min}}{Z_0}} \quad \text{(VI.4)}$$

U_{\max} : volume du réservoir d'air.

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

Tableau VI.1 : Les caractéristiques du tronçon de l'adduction de refoulement.

Station	Type de matériau	D (mm)	S (m ²)	V (m/S)	L (m)	Hg (m)
SP	Fonte	800	0,503	1.674	850	58

VI.4.1. Calcul de la célérité d'onde C :

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

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

Tableau VI.2 : Calcul de célérité d'onde du tronçon de l'adduction de refoulement.

station	K (Pa) (x 10 ⁹)	ρ (Kg/m ³)	a (m)	ν_m	ν_s	E _s (Pa) (x 10 ⁸)	E _m (Pa) (x 10 ¹¹)	e _m (m)	C (m/s)
SP	2,07	1000	0,4	0,3	0,33	2	1	0.0062	821.39

VI.4.2. Calcul des capacités réservoirs d'air :

Tableau VI.3 : Calcul de volume réservoir d'air de l'adduction de refoulement.

Station	Z ₀ (m)	Z max (m)	V ₀ (m/s)	g (m/s ²)	h ₀ (m)	h ₀ /Z ₀ (x10 ⁻³)	U ₀ /L*S (x10 ⁻⁴)	Z _{min} /Z ₀	U ₀ (m ³)	U max (m ³)	V (m ³)
SP	68	207.83	1.67	9,81	0.142	2.09	86	0,57	3.67	6.438	7.0

VI.5. Protection des conduites contre la corrosion :

Définition :

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

VI.5.1. Facteurs de la corrosion :

- L'eau elle-même n'a pas un caractère corrosif par contre certains éléments qui peuvent lui conférer ont des effets importants sur la corrosion.
- Le PH de l'eau dépend de la teneur en gaz dissout tel que CO₂ et H₂S, pratiquement, si le PH de l'eau est inférieur à 10, elle a un effet corrosif envers l'acier donc pour diminuer la corrosion, il faut augmenter le PH de l'eau tout en veillant sur son oxydation.
- La température : les fortes variations de la température entraînent l'accélération de la corrosion.
- Le métal : les conduites en acier enterrées dans un milieu de potentiel différent Seraient constamment attaquées si une protection n'était pas envisagée.

- La vitesse de l'eau : L'excès de vitesse de l'eau dans les conduites, peut contribuer à la destruction du précipité calcique protecteur, il provoque une détérioration des canalisations.
- L'homme a sa part de responsabilité dans la détérioration des canalisations, en effet, il intervient :
 - Dans la qualité de la conduite et le choix du remblai.
 - La mauvaise installation des joints qui perturbe la circulation de l'eau.
- Hétérogénéité du terrain : La traversée des terrains des natures différentes par une conduite, peut être influencée sur la corrosion de cette dernière. Ceci induit à des différents électrolytes ; et la différence de potentiel du métal par rapport à cet électrolyte va varier. D'où la corrosion de la conduite va se déclencher.
- Hétérogénéité du métal : L'assemblage des métaux des natures différentes peut aussi encourager la corrosion. Etant donné que la différence de potentiel de ces métaux est différente, il peut s'établir par conséquent, une circulation d'électrons à l'intérieur de métaux surtout au niveau de leur liaison, le courant électrique ainsi établi, sort du métal en direction d'électrolyte et le métal se corrode.

VI.5.2. Corrosion externe :

Cette corrosion est caractérisée par une attaque du métal due à des phénomènes extérieurs en liaison, le plus souvent, soit avec la nature du sol, soit avec des installations électriques à courant continu situées au voisinage des réseaux d'alimentation en eau.

Si ces phénomènes sont importants, il peut se produire une destruction rapide des canalisations par formation de cratères qui mènent à une perforation, ou à une attaque sous forme de couche de rouille croûteuse ou filandreuse, annonçant une diminution de l'épaisseur du métal. Particulièrement les réseaux de conduite en acier, lesquels, ordinairement, sont plus vulnérables que les conduites en fonte.

VI.5.3. Corrosion interne :

Il arrive que les eaux fortement minéralisées provoquent, dans les canalisations, des dépôts se fixant sur les parois, surtout si la vitesse de l'eau est faible. Ces dépôts constituent alors autant de petites piles dans un milieu bon conducteur et il en résulte des attaques locales du métal et éventuellement, des perforations.

La présence de fer dans l'eau, même à des doses inférieures à 0,10 mg/l, peut, également, être la cause de perforation. En flocculant sous forme d'oxyde, il constitue des dépôts, donc des piles très actives. Il apparaît, sous chaque concrétion, une diminution rapide d'épaisseur du métal de la conduite.

En vue de remédier aux inconvénients signalés ci-dessus, il est indispensable, tout d'abord, d'exiger un revêtement très soigné des canalisations. Par ailleurs, on devra étudier soigneusement notre canalisation de façon à éviter les faibles vitesses.

L'exécution des travaux devra être ensuite attentivement faite.

La pose

de la canalisation, en particulier les joints, doit être correctement effectuée.

VI.5.4. principaux types de protection contre la corrosion extérieure :

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



Figure VI.5 : Installations de tuyaux recouverts d'une protection en polyéthylène.

VI.5.5. Principaux types de protection contre la corrosion intérieure :

- Revêtement intérieur au mortier de ciment.
- Revêtement intérieur en polyuréthane.

VI.6. Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons vu deux moyens de protection contre le régime transitoire et la corrosion. Pour le régime transitoire on prévoit l'installation, juste à la sortie des stations de pompage (SP), le réservoir d'air d'une capacité **7000 litres** d'air.

Pour la corrosion nous avons adopté une manche en polyéthylène ou une couche de goudron assurant la protection des conduites, en fonte ductile, traversant des terrains agressifs.

Chapitre VII :

ORGANISATION DE CHANTIER

Organisation de chantier**VII.1. Introduction :**

L'organisation d'un chantier consiste à déterminer et coordonner la mise en œuvre des moyens nécessaires pour accomplir dans les meilleures conditions possibles les travaux d'exécution.

VII.2. Différents travaux à entreprendre :**VII.2.1. Travaux concernant l'adduction :**

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

VII.2.1.1. Exécution des tranchées :

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

VII.2.1.2. Pose du lit de sable :

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

VII.2.1.3. Pose des conduites :

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

VII.2.1.4. Epreuve de joint et de la canalisation :

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

VII.2.1.5. Remblayage des tranchées :

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

VII.2.1.6. Nivellement et compactage :

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

VII.2.2. Travaux concernant les stations de pompage :

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

- Exécution du décapage.
- Exécution des fouilles.
- Coulage du béton de propreté.
- Coulage du béton pour les semelles.
- Coulage du béton pour les demi-poteaux.
- Remblayage des fouilles.
- Coulage du béton des longrines inférieures.
- Remblayage des casiers.
- Coulage de la chape inférieure.
- Coulage du béton de poteaux.
- Coulage du béton pour longrines supérieures et de la dalle.
- Maçonnerie et finition générale.

VII.3. Calcul des volumes des travaux de l'adduction :**VII.3.1. Déblais d'excavation :**

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

Sachant que :

$$S_{exc} = b * h \quad (\text{VII.1})$$

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

b : largeur de la tranchée ;

h : profondeur de la tranchée ;

$$V_{exc} = S * L_{exc} \quad (\text{VII.2})$$

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

L : distance entre deux coupes consécutives.

VII.3.1.1. La profondeur de la tranchée :

La profondeur de la tranchée dépend du diamètre de la conduite.

Elle est donnée par la relation suivante :

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

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

D : diamètre de la conduite (m).

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

Nous prenons : $h = 1$ m.

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

VII.3.1.2. Largueur de la tranchée :

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

$$b = D + 0,6 \text{ m.} \quad (\text{VII.4})$$

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

Tableau VII.1 : calcul du volume du déblai de l'adduction.

D (mm)	L (m)	b (m)	H_{tr} (m)	S_D (m²)	V_D (m³)
600	679.98	1,2	1,75	2,100	1427.958
700	642.52	1,3	1,85	2.405	1545.261
800	850	1,4	1,95	2.730	2320.500
Volume Total					5293.719

VII.3.2. Lit de sable :

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

$$V_s = b * e * L \quad \text{(VII.5)}$$

V_s : volume du lit de sable (m³) ;

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

L : longueur de la tranchée (m).

Les résultats de calcul du volume du lit de sable figurent dans le tableau (VII.2)

Tableau VII.2 : calcul du volume du lit de sable.

D (mm)	L (m)	b (m)	e (m)	V_s (m³)
600	679.98	1,2	0,15	122.396
700	642.52	1,3	0,15	125.291
800	850	1,4	0,15	178.500
Volume Total				426.187

VII.3.3. Remblais compacté :

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

$$V_r = V_{exc} - V_s - V_c \quad (\text{VII.6})$$

V_r : volume du remblai

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

V_c : volume occupé par la conduite.

V_s : volume du lit de sable.

VII.3.4. Volume de la conduite :

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

$$S_c = \frac{\pi * D^2}{4} \quad (\text{VII.7})$$

S_c : section de la conduite (m^2) ;

D : diamètre de la conduite (m).

$$V_c = S_c * L \quad (\text{VII.8})$$

V_c : volume de la conduite (m^3) ;

Tableau VII.3 : calcul du volume des conduites.

D (mm)	L (m)	S (m)	Vc (m ³)
600	679.98	0.283	192.434
700	642.52	0.385	247.370
800	850	0.503	427.550
Volume Total			867.354

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

$$V_r = V_{exc} - V_s - V_c \quad (\text{VII.9})$$

V_r : volume du remblai.

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

V_c : volume occupé par la conduite.

V_s : volume du lit de sable.

A.N : $V_r = 5293.178 - 867.354 - 426.187 = 4000.178 \text{ m}^3$

Tableau VII.4 : Calcul le volume de remblai.

D (mm)	L (m)	V_D (m ³)	V_s (m ³)	V_c (m ³)	V_r (m ³)
600	679.98	1427.958	122.396	192.434	1113.128
700	642.52	1545.261	125.291	247.370	1172.600
800	850	2320.500	178.500	427.550	1714.45
Volume Total					4000.178

Tableau VII.5 : Volumes des travaux de l'adduction.

N°	Désignation	Unité	Quantité
1	Déblais	m ³	5293.719
2	Lit de sable	m ³	426.187
3	Les conduites	ml	867.354
4	Remblais	m ³	4000.178

VII.4. Choix des engins de terrassement :

Le matériel utilisé pour les chantiers est le matériel classique des chantiers de travaux publics. L'utilisation de gros engins mécaniques a réduit considérablement le prix et le temps des terrassements dont l'incidence, dans la construction des chantiers, se trouve ainsi sensiblement diminuée.

Les engins que nous allons utiliser sont :

- La pelle hydraulique ;
- Le bulldozer ;
- Le chargeur ;
- Le compacteur ;

VII.4.1. Pelle hydraulique :

Les pelles sont des engins de terrassement qui conviennent à tous les terrains même durs : marnes compactes, conglomérats, pour le chargement des roches débitées, exploitation des carrières notamment.

Les premières pelles ont été construites aux Etats-Unis vers 1842.

La pelle peut porter divers équipement qui en font un engin de travail à plusieurs fins :

Godet normal pour travail en butée.

Godet retro 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.

Un tel engin pouvant également travailler comme grue ou recevoir un équipement spécial de sonnette pour le battage des pieux, permet donc sept emplois différents.

Dans notre cas nous emploierons la pelle avec un godet équipé en retro pour faire les fouilles et les tranchés.

Pour une pelle équipée en retro ou pelle fouilleuse la flèche et le bras sont simplement articulés l'un sur l'autre.



Figure VII.1 : Pelle hydraulique.

VII.4.2. Bulldozer :

Le bulldozer est une pelle niveleuse montée sur un tracteur à chenille ou a pneu.

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 30 cm.

En mettant la lame en position intermédiaire, on peut régaler des tas de déblais en couche d'épaisseur de 20 à 30cm également.

La position haute est une position de transport (hauteur de la lame au-dessus du sol de 75cm à 1m).



Figure VII.2 : Bulldozer.

VII.4.3. Chargeur :

C'est un tracteur à pneus muni de godet de chargement et de déchargement à l'avant, on l'utilisera pour remblayer les fouilles, les casiers et la tranchée après pose de la conduite.



Figure VII.3 : Chargeur.

VII.4.4. Compacteur :

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.



Figure VII.4 : Compacteur.

VII.5. Planification des travaux :**VII.5.1. Planification des travaux de l'adduction :**

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

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

- Dans un ordre correct (bonne succession des opérations du réseau) ;
- Sans retard ;
- Aussi économique que possible.

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

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

VII.5.2. Définitions des tâches et leurs durées :**VII.5.2.1. La durée d'excavation :**

Connaissant le volume de terre à excaver et le rendement de l'engin le temps d'exploitation.

Déblai : 100 m/ jour.

VII.5.2.2. Définitions des tâches et leurs durées :

Les tâches de réalisation de l'adduction et leurs durées sont mentionnées dans le tableau VIII.6, Avec :

Pose des conduites : 200 m / jour.

Lit de sable : 150 m/jour

Epreuve de joint et de la canalisation : 200 m/jour

Remblais : 12 jours/km

Compactage : 8 jours/km.

Tableau VII.6 : Temps de réalisation des opérations de l’adduction.

Notation	Opération	Durée (jour)
A	Excavation de la tranchée	20
B	Lit de sable	14
C	Pose de conduite	10
D	Epreuve de joint et de la canalisation	10
E	Remblais	24
F	Compactage	16

Donc le réseau à nœud de ces tâches est représenté comme suit :

Elaboration du réseau selon la méthode CPM

Les principales tâches sont :

- Excavation de la tranchée - EX
- Lit de sable – LS
- Epreuve de joint et de la canalisation -JC
- pose de conduite - PC
- Remblais - R
- Compactage - C

Donc le réseau à nœud de ces tâches est représenté comme suit :

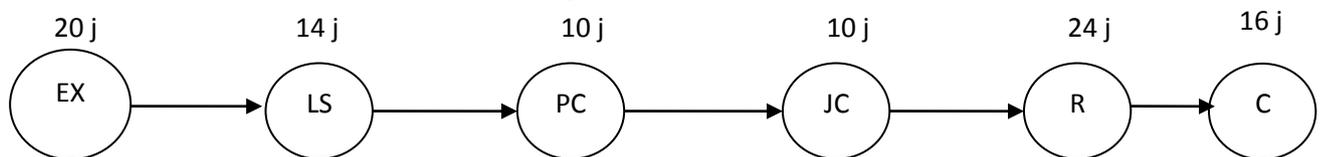


Figure VII.5. Réseau à nœuds représentant les travaux sur chantier.

Donc la durée totale du projet est de 94 jours, cette durée peut être diminuée si on utilise plusieurs engins en même temps.

VII.5.2.3. Devis des travaux :

Le tableau VII.7 : récapitule le devis de différents travaux.

Tableau VII.7 : Devis des différents travaux de pose de conduite.

N°	Désignation	Unité	Prix unitaire DA	Volume des travaux	Montant DA
1	Déblais	m ³	300	5293.719	1588115.70
2	Lit de sable	m ³	150	426.187	63928.05
3	Les conduites	Ml	-	867.354	9800796.626
4	Remblais	m ³	300	4000.178	1200053.40
Total					12652893.78

Le coût total du projet est de **12652893.78 DA**.

Remarque :

Le temps de réalisation de l'adduction du projet est de 94 jours, soit environ 3 mois et 4 jours.

VII.6. Hygiène et sécurité :

Durant chaque phase de la réalisation d'un projet, le risque d'accident est éventuellement ouvert, soit dans la phase des travaux de terrassement, soit dans la réalisation des travaux de bétonnage, soit dans les installations électriques ou des installations sous pressions soit après la fin du projet (travaux d'entretien des pompes, des installations).

Aussi il est important de prendre l'ensemble de mesure nécessaire afin d'éviter les éventuels risque pouvant survenir.

VII.6.1. Les causes principales :

Les causes fréquentes des accidents de travail sont :

- Mauvaise conception des engins ;
- Utilisation des machines en dehors de leurs limites ou de l'usage pour lequel ils sont prévus ;
- Défaut d'organisation générale du travail ;
- Défaut de formation technique.

VII.6.2. Prévention :

- Le matériel utilisé doit être conforme et bien entretenu ;
- La signalisation dans l'entreprise, et principalement sur les chantiers doit être évidente et connue de tous, utilisation des couleurs de sécurité (rouge, orange, vert), isolement des zones dangereuses (barrières, écrans, cartons) ;
- Amélioration des techniques de travail ;
- Amélioration des ambiances de travail (éclairage, bruit, empoussièrement, ambiance thermique) ;
- Contrôle des matériaux ;
- Affichage des consignes de sécurité et du règlement intérieur de l'entreprise.

VII.7. Conclusion :

On a conclu à partir de ce travail que l'organisation de chantier est nécessaire avant le commencement de nos travaux car elle nous définit :

- les volumes des travaux nécessaires pour élaborer le chantier.
- La durée du projet.
- Les engins à utiliser qui sont principalement bulldozer, pelle, rouleau lisse et chargeur.
- Estimer le coût total du projet.
- La protection des ouvriers.

Afin de réaliser ce projet dans les plus brefs délais possibles, on doit prévoir un planning permettant la réalisation des deux parties du projet en même temps, c'est-à-dire lancer les travaux de la pose des conduites et en même temps, lancer les travaux de la réalisation des réservoirs et les stations de pompage, puis faire les raccordements.

Conclusion générale

Conclusion Générale

Au cours de ce présent travail, nous pensons avoir cerné les différentes phases de réalisation du projet d'adduction d'eau potable de la nouvelle ville de la wilaya de CONSTANTINE, et que nous avons atteint les objectifs ciblés à savoir :

- L'alimentation en eau potable répondant aux besoins de la population.
- La répartition de l'eau et son acheminement vers les localités Concernées.

Cette étude d'approvisionnement en eau potable est faite pour l'horizon 2040, dont la population de toute la zone d'étude atteindra 155575 habitants.

L'importance des besoins en eau estimés pour les localités concernées par l'étude, par rapport aux sources existantes, a donné la nécessité de prévoir un transfert de $61034.90 \text{ m}^3/\text{j}$ des eaux du barrage de Bni Haroun et forage de Bni marzoug.

Les ouvrages de stockage sont dimensionnés selon les besoins en eau estimés afin d'assurer la continuité de stockage. Un réservoir de 20000 m^3 en plus d'une bâche de 200 m^3 .

L'adduction à une longueur totale de 2000 m et des diamètres de 800, 700 et 600 mm

La grande différence d'altitude a exigé l'implantation d'une station de pompage pour élever l'eau jusqu'au réservoir de 20000 m^3 .

Vu la nature de notre région, nous avons opté pour la fonte comme matériau, pour l'ensemble de l'adduction.

Afin de protéger les conduites de refoulement contre le coup de bélier, nous avons projeté un réservoir d'air de 7000 l.

Le long du réseau d'adduction, on place des ventouses à chaque point haut pour évacuer les bulles d'air qui peuvent survenir à l'intérieur de la conduite, et des vidanges au niveau des points bas.

Ainsi la réalisation de notre projet exige un cout estimatif de l'adduction de 13000000 DA, pour une durée de quatre mois.

Espérons que ce modeste travail pourra servir de schéma directeur pour les autorités concernées par ce projet et de guide pour les futurs ingénieurs hydrauliciens.

Références bibliographiques

BIBLIOGRAPHIE

[1] **A.G.H.T.M** Paris 1982 « les stations de pompage », édition Technique et Documentation,

[2] **B.SALAH**. Cours d'Alimentation en Eau Potable. Cinquième année 1993,150 P.

[3] **DUPONT.A.** Edition Eyrolle Hydraulique urbaine, Tome I et II. Paris 1988.

[4] **J.BONNIN**. Hydraulique urbaine.

[5] **M. CARLIER**. Hydraulique générale et appliquée, Édition Eyrolle, Paris 1972, P289.

[6] **CATALOGUE DE FONTE**. Édition 2010.

[7] Logicielle **CAPRARI**.

Annexes

Tableau II.12 : Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants

HEURES	NOMBRE D'HABITANTS				
	(h)	Moins de 10000	10 001 à 50 000	50001 à 100000	Plus de 100000
0-1	01	1.5	03	3.35	0.75
1-2	01	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	01	1.5	2.5	3.3	01
3-4	01	1.5	2.6	3.2	01
4-5	02	2.5	3.5	3.25	03
5-6	03	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	05	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.5	6.25	4.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	06
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	07	05	4.4	4.6	8.5
13-14	07	05	4.1	4.55	06
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	05
15-16	4.5	06	4.4	4.7	05
16-17	05	06	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	05	4.5	4.4	06
19-20	5.0	4.5	4.5	4.3	06
20-21	4.5	04	4.5	4.3	06
21-22	03	03	4.8	3.75	03
22-23	02	02	4.6	3.75	02
23-24	01	1.5	3.3	3.7	01

ABAQUE

DE M. VIBERT

POUR LE CALCUL SIMPLIFIÉ
DES RÉSERVOIRS D'AIR

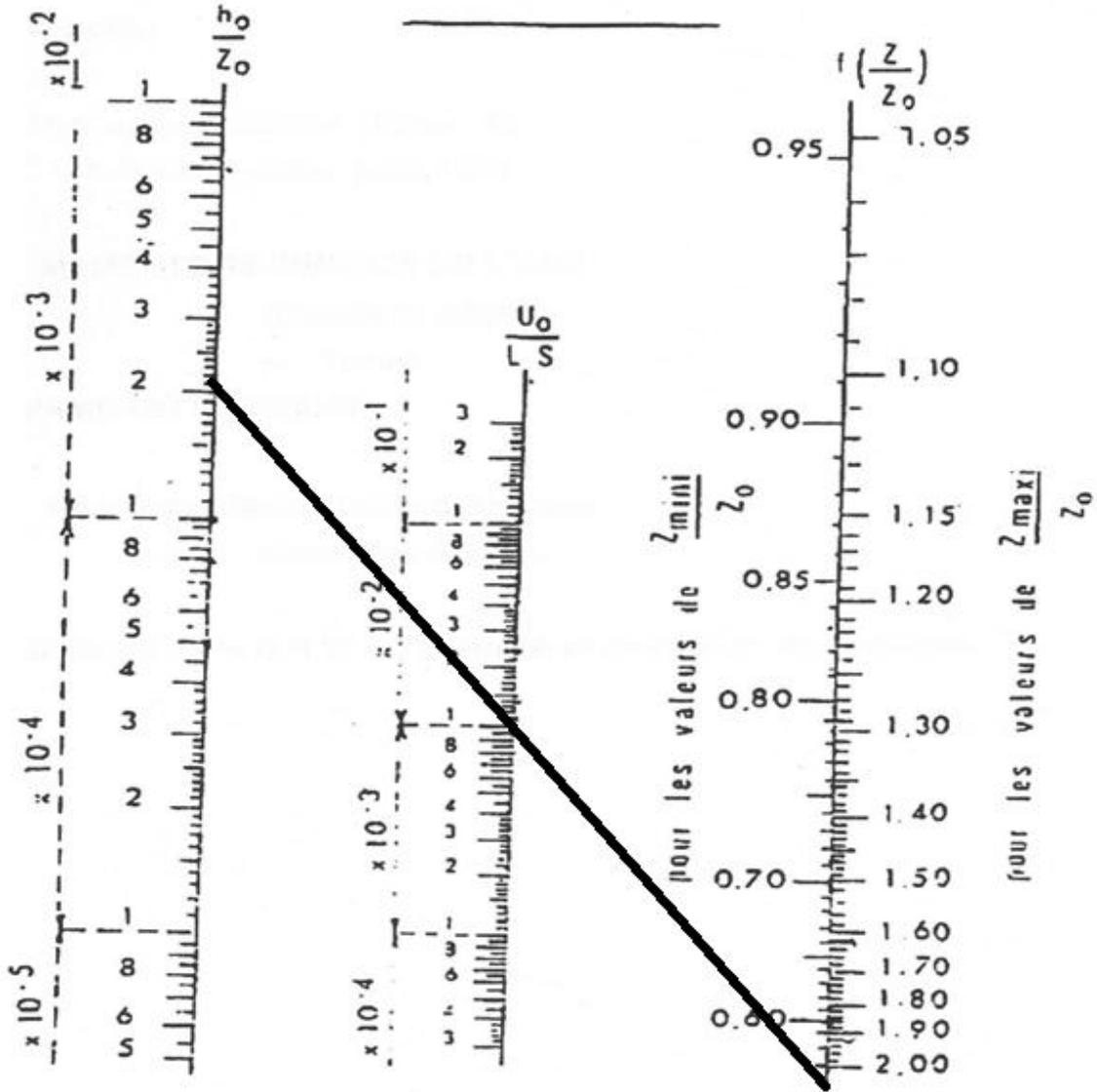


PLANCHE XXVII

Abaque de VIBERT.