

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 des adductions de raccordement de la station de dessalement d'eau de mer aux réservoirs d'alimentation cas d'Oued Sebt. commune de Gouraya (w. Tipaza).

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0018-09

APA Citation (توثيق APA):

Imelhaine, Samira (2009). Etude des adductions de raccordement de la station de dessalement d'eau de mer aux réservoirs d'alimentation cas d'Oued Sebt. commune de Gouraya (w. Tipaza)[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Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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 DE L'HYDRAULIQUE
« ARBAOUI Abdellah »

DEPARTEMENT DES SPECIALITES

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

Spécialité : Conception des Systèmes d'Alimentation En Eau Potable

THEME

**ETUDE DES ADDUCTIONS DE
RACCORDEMENT DE LA STATION DE
DESSALEMENT D'EAU DE MER AUX
RESERVOIRS D'ALIMENTATION (CAS
D'OUED SEBT COMMUNE DE GOURAYA
W .TIPAZA**

Présenté par :
M^{elle} IMELHAINE SAMIRA

Promoteur :
Mr B. SALAH

Devant le jury compose de :

Président: M^r O.KHODJET KESBA
Examineurs: M^r AYADI
M^r DJELLAB
M^r LAIDI
M^{me} CHENINI
M^{me} ZERHOUNI

Octobre 2009

Dédicace

Je rends un grand hommage à travers ce modeste travail, en signe de respect et de reconnaissance envers :

Ma mère : Oum El Khir.

Mon père : Abdelkader.

Pour tous les sacrifices et leur soutien moral et matériel dont ils ont fait preuve pour que je réussisse.

Je le dédie également à :

Mes sœurs : Assia et Sihem.

Mon frère: Yacine.

Mes deux cousines : Khatija et Habiba .

Mes deux meilleures amies : Fatna et Amina.

A tous mes amis en particulier à :Wassila, Sabrina, Bahia, Kahina, Lilya, Hanane, Brahim, Mahdi, Amin, Rabah et Arzki.

En un mot, à toute ma famille, mes amis sans exception et tous ceux qui me sont chers.

Samira Imelhaine

Remerciement

A l'issu de cette étude, Je tiens à exprimer mes vifs remerciements à toutes les personnes qui m'ont aidé tout au long de mon travail.

Ma reconnaissance va plus particulièrement à :

Mon promoteur Monsieur BOUALEM SALAH pour sa contribution à l'élaboration de ce mémoire.

Monsieur MELHANI et Monsieur BOUZIANE pour leurs documentations et leurs conseils.

L'ensemble des enseignants qui m'ont suivi durant mon cycle d'étude et particulièrement Monsieur B. BENLAOUKLI.

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

Samira Imelhaine

Résumé

Vu le déficit que subit la wilaya de Tipaza en eau potable surtout en période estivale, les services concernés ont prévu un projet d'alimentation à partir d'une station de dessalement situé à Oued Sebt afin de subvenir aux besoins en eau potable des communes Ouest de la wilaya.

A travers ce mémoire on va étudier tous les points nécessaires afin d'acheminer l'eau de la station de dessalement vers les réservoirs d'alimentation.

Abstract

Given the deficit suffered by the wilaya of Tipaza drinking water especially in summer, the departments concerned have planned a project to supply from a desalination plant located in Oued Sebt to meet the drinking water needs of Commons West the wilaya.

Through this memorial we will consider all the points necessary to move water from the desalination plant to supply tanks.

ملخص

نظرا للعجز الذي تعاني منه ولاية تيبازة من المياه الصالحة للشرب خاصة في فصل الصيف ، خططت الإدارات المعنية لمشروع تزويد من محطة تحلية المياه التي تقع بواد السبت لتلبية احتياجات مياه الشرب للبلديات الغربية للولاية. من خلال هذه المذكرة سندرس كل النقاط الضرورية لنقل المياه من محطة التحلية إلي مخازن المياه.

TABLE DES MATIERES

INTRODUCTION GENERALE	1
------------------------------	----------

Chapitre I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

I.1	Introduction	2
I.2	Caractéristiques géo-climatiques	2
I.2.1	Géographie	2
I.2.2	Géologie	3
I.2.3	Situation climatologique	3
I.2.4	Infrastructures routières	4
I.2.5	Topographie et relief	4
I.2.6	La sismicité	4
I.3	Population et activité	5
I.3.1	Population	5
I.3.2	Dotation	6
I.3.3	Activités	6
I.4	Présentation hydraulique	7
I.4.1	Les ressources en eau actuelle	7
I.4.2	Rendement	8
I.4.3	Réseau de distribution	8
I.5	Conclusion	12

Chapitre II : LES BESOINS EN EAU DES AGGLOMERATIONS

II.1	Introduction	13
II.2	Evolution de la population	13
II.3	Estimation des besoins	14
II.4	Calcul du débit majoré	15
II.5	Variations de la consommation journalière	16
II.5.1	Consommation maximale journalière	16
II.5.2	Consommation minimale journalière	16
II.6	Variations de la consommation horaire	17
II.6.1	Consommation maximale horaire	17
II.6.2	Consommation minimale horaire	18
II.6.3	Débit moyen horaire	19
II.6.4	Evaluation de la consommation par tranche horaire	19
II.7	Conclusion	25

Chapitre III:ADDITION

III.1	Introduction	26
III.2	Quelques notions simples sur l'adduction	26
III.2.1	Principe du choix du tracé	26
III.2.2	Implantation des conduites	26
III.2.3	Choix du type de matériaux	26
III.2.3.1	La fonte ductile	27
III.2.3.2	Les conduites en acier soudé (horizontalement et en hélice)	27
III.2.3.3	Les conduites en béton précontraint à âme en tôle	27
III.2.3.4	Les conduites en PRV (Polyester Renforcé de fibre de Verre)	28
III.2.3.5	Les conduites en matière plastique PVC et PEHD	28
III.2.4	Influence sur le milieu de pose	29
III.3	Dimensionnement du réseau d'adductions	29
III.3.1	Détermination du débit nécessaire pour chaque commune	29
III.3.2	Détermination du débit qui transite vers chaque réservoir	30
III.3.3	Dimensionnement de la conduite de refoulement	30
III.3.3.1	Détermination du diamètre économique	31
III.3.3.2	Détermination des vitesses	33
III.3.3.3	Dimensionnement de la conduite de refoulement (SDEM-Réservoir tampon)	34
III.3.3.4	Dimensionnement de la conduite de refoulement (Point I-Réservoir de V250 m ³ -Damous)	34
III.3.3.5	Dimensionnement de la conduite de refoulement (Point J-Réservoir de V750m ³ - Aghbal)	35
III.3.4	Dimensionnement des conduites gravitaires	36
III.3.4.1	Dimensionnement des conduites gravitaires (Réservoir tampon-point I)	36
III.3.4.2	Dimensionnement des conduites de piquage entre la conduite principale et les réservoirs d'alimentations	38
III.3.5	Détermination des cotes piézométriques et des pressions au niveau des points de piquage	40
III.4	Détermination de la hauteur manométrique des pompes	40
III.4.1	Station de relevage N°1 (SDEM-Réservoir tampon)	40
III.4.2	Station de relevage N°2 (PointJ –Réservoir de V750 m ³ d'Aghbal)	41
III.4.3	Station de relevage 3 (point I –Réservoir de V250 m ³ de Damous)	41
III.5	Conclusion	42

Chapitre IV:RESERVOIR D'ALIMENTATION

IV.1	Introduction	43
IV.2	Le rôle des réservoirs	43

IV.3	Classification des réservoirs	43
IV.4	Détermination analytique du volume des réservoirs d'alimentation	44
IV.5	Dimensionnement du réservoir tampon	57
IV.5.1	Détermination analytique du volume du réservoir tampon	47
IV.5.2	Définition de la géométrie du réservoir tampon de volume 2000m ³	47
IV.6	Emplacement du réservoir tampon	48
IV.7	Choix du réservoir	48
IV.8	Les équipements du réservoir	49
IV.8. 1	Conduite d'arrivée ou d'alimentation	49
IV.8.2	Conduite de départ ou de distribution	50
IV.8.3	Conduite de trop-plein	51
IV.8. 4	Conduite de vidange	51
IV.8.5	Conduite by-pass	52
IV.8. 6	Matérialisation de la réserve d'incendie	52
IV.8. 7	Système automatisé	53
IV.9	Conclusion	53

Chapitre V: Diagnostic et réhabilitation des réservoirs

V.1	Introduction	54
V.2	Objectifs	54
V.3	Caractérisation du terme "étanchéité" et classification réglementaire	54
V.4	Diagnostic des ouvrages	55
V.4.1	Les ouvrages situés dans la commune de Gouraya	55
V.4.2	Les ouvrages situés dans la commune de Larhat	57
V.4.3	Les ouvrages situés dans la commune d'Aghbal	58
V.4.4	Les ouvrages situés dans la commune de Damous	58
V.5	Réhabilitation des réservoirs	60
V.5.1	Moyens de protection contre les fuites	60
V.5.2	Potabilité et exigences techniques sur les produits utilisés	61
V.5.3	Désinfection et nettoyage des réservoirs	61
V.6	Analyse des défauts d'étanchéité et choix des procédés de réparation	62
V.7	Quelques recommandations pour le bon fonctionnement du réservoir	64
V.8	Conclusion	64

Chapitre VI : POMPE ET STATION DE POMPAGE

VI.1	Introduction	65
VI.2	Fonctionnement de la pompe.	65
VI.3	Les différents types de pompes centrifuges	65

VI.4	Couplage des pompes	66
VI.5	Choix de nombre et de type de pompes	66
VI.5.1	Station de relevage N°1(SDEM -Réservoir tampon)	67
VI.5.2	Station de relevage N°2(Point J –Réservoir de V750 d'Aghbal)	68
VI.5.3	Station de relevage N°3 (Point I -Réservoir de V250 de Damous)	70
IV.6	Le point de fonctionnement des pompes	71
VI.7	Les modes de réglage pour un régime de fonctionnement	73
VI.7.1	Rognage	73
VI.7.1.1	Détermination du rendement de rognage	73
VI.7.1.2	Détermination de la nouvelle puissance absorbée	75
VI.7.2	Réglage quantitatif (vannage)	75
VI.7.2.1	Détermination du rendement de rognage	75
VI.7.2.2	Détermination de la nouvelle puissance absorbée	76
VI.8	Courbes caractéristiques et caractéristiques des pompes après rognage	77
VI.8.1	Station de relevage N°1(SDEM-Réservoir tampon)	77
VI.8.2	Station de relevage N°2(Point J-Réservoir de V750m ³ Aghbal)	78
VI.8.3	Station de relevage N°3(Point I-Réservoir de V250m ³ Damous)	79
VI.9	Description des pompes	79
VI.9.1	Groupe électropompe N°1 (PM 150)	79
VI.9.1.1	Caractéristique générale de la pompe	79
VI.9.1.2	Matériau des principaux organes de la pompe	80
VI.9.1.3	Dimensions de la pompe	80
VI.9.2	Groupe électropompe N°2(PM 100)	80
VI.9.2.1	Caractéristique générale de la pompe	80
VI.9.2.2	Matériau des principaux organes de la pompe	80
VI.9.2.3	Dimensions de la pompe	81
VI.9.3	Groupe électropompe N°3(PM 80)	81
VI.9.3.1	Caractéristique générale de la pompe	81
VI.9.3.2	Matériau des principaux organes de la pompe	81
VI.9.3.3	Dimensions de la pompe	81
VI.10	Caractéristique du moteur	82
VI.10.1	Moteur de la pompe N°1 (M10180)	82
VI.10.2	Moteur de la pompe N°2 (M10150)	83
VI.10.3	Moteur de la pompe N°3(MC620)	83
VI.11	Conclusion	83

Chapitre VII:PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LE COUP DE BELIER

VII.1	Introduction	84
VII.2	Généralité sur le coup de bélier	84

VII.2.1	Les causes du coup de bélier	84
VII.2.2	Les conséquences du coup de bélier	84
VII.3	Principe de fonctionnement du réservoir anti-bélier	85
VII.4	Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier	86
VII.5	Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier	87
VII.5.1	Analyse physique du phénomène	89
VII. 5.2	Calcul du volume des réservoirs d'air	91
VII.6	Conclusion	95

Chapitre VIII: POSE DE CANALISATION ET ACCESSOIRES

VIII.1	Introduction	96
VIII.2	Pose des canalisations	96
VIII.2.1	Le Principe de pose des canalisations	96
VIII.2.2	Traversée d'oued	97
VIII.2.3	Traversée de route nationale	98
VIII.2.4	Pose de canalisation en forte pente	98
VIII.2.5	Croisement des conduites existantes	98
VIII.3	Accessoires	98
VIII.3.1	Vannes de sectionnement	99
VIII.3.2	Ventouses	100
VIII.3.3	Vidange	101
VIII.3.4	Clapet anti-retour	102
VIII.3.5	Les poteaux d'incendie	103
VIII.3.6	By-pass	104
VIII.3.7	Les organes de mesure	104
VIII.3.8	Les joints	105
VIII.4	Conclusion	106

Chapitre IX : ORGANISATION DE CHANTIER

IX.1	Introduction	107
IX.2	Excavation des tranchées	107
IX.2.1	Enlèvement de la couche végétale	107
IX.2.2.	Le déblai	107
IX.2.2.1	La profondeur de la tranchée	108
IX.2.2.2	Largueur de la tranchée	108
IX.2.2.3	Volume à excaver	108
IX.2.2.4	Détermination de la capacité du godé	109
IX.2.2.5	Rendement d'exploitation de la pelle choisie	119

IX.3	Le volume des remblais	110
IX.4	Le compactage	111
IX.5	La durée d'excavation	111
IX.6	Devis des travaux	112
IX.7	Conclusion	112

Chapitre X : PROTECTION ET SECURITE DE TRAVAIL

X.1	Introduction	113
X.2	Les causes des accidents de travail dans un chantier	113
X.3	La prévention	114
X.3.1	Les partenaires de la prévention	114
X.3.2	Prévention technique	115
X.3.3	Prévention médicale (Les missions du médecin du travail)	116
X.3.4	Prévention pour les conducteurs d'engin	117
X.4	Conclusion	117

CONCLUSION GENERALE	118
----------------------------	------------

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUE	119
-----------------------------------	------------

Liste des tableaux

Tableau I.1:	Températures mensuelles	4
Tableau I.2:	Hauteurs moyennes des précipitations	4
Tableau I.3:	Nombre d'habitant en 2007	6
Tableau I.4:	Les forages qui alimentent l'agglomération de Gouraya	9
Tableau I.5:	Les forages qui alimentent l'agglomération de Larhat.	10
Tableau I.6:	Les forages qui alimentent l'agglomération de Damous	11
Tableau I.7:	Récapitulatif des sources d'alimentation	12
Tableau II.1 :	Estimation de la population future des agglomérations	13
Tableau II.2 :	Estimation des Besoins pour l'horizon 2007	15
Tableau II.3 :	Estimation des Besoins pour l'horizon 2009	15
Tableau II.4 :	Estimation des Besoins pour l'horizon 2015	15
Tableau II.5 :	Estimation des Besoins majorés	16
Tableau II.6 :	Calcul des consommations maximales et minimales journalières à l'horizon 2007	17
Tableau II.7:	Calcul des consommations maximales et minimales journalières à l'horizon 2009	17
Tableau II.8:	Calcul des consommations maximales et minimales journalières à l'horizon 2015	17
Tableau II.9 :	β_{\max} en fonction du nombre d'habitants	18
Tableau II.10 :	Les valeurs de $K_{\max,h}$ pour chaque horizon	18
Tableau II.11:	Les valeurs β_{\min} en fonction du nombre d'habitants	19
Tableau II.12 :	Les valeurs de $K_{\min,h}$ pour chaque horizon	19
Tableau II.13:	Calcul de la consommation maximale et minimale horaires pour l'ensemble des agglomérations	19
Tableau II. 14 :	Variation des débits horaires pour l'horizon 2007 pour l'ensemble des agglomérations	19
Tableau II. 15 :	Variation des débits horaires pour l'horizon 2009 pour l'ensemble des agglomérations	22
Tableau II. 16 :	Variation des débits horaires pour l'horizon 2015 pour l'ensemble des agglomérations	23
Tableau III.1 :	Le débit nécessaire pour chaque commune	30
Tableau III.2 :	Le débit pour chaque réservoir	30
Tableau III.3 :	Les valeurs de M	32
Tableau III.4 :	Les valeurs de K, m et β	32
Tableau III.5 :	Les valeurs de α , a et b	33

Tableau III.6:	Diamètres avantageux de la conduite gravitaire	37
Tableau III.7:	Diamètres avantageux des conduites de piquage	39
Tableau III.8 :	Détermination des cotes piézométriques et des pressions	40
Tableau IV.1:	Détermination de la capacité des réservoirs (toute la zone d'étude)	45
Tableau IV.2:	Comparaison des volumes existants et calculés.	46
Tableau V.1:	L'état actuel des réservoirs de la commune de Gouraya	55
Tableau V.2:	L'état actuel des réservoirs de la commune de Larhat	57
Tableau V.3:	L'état actuel des réservoirs de la commune d'Aghbal	58
Tableau V.4:	L'état actuel des réservoirs de la commune de Damous	58
Tableau V.5:	les causes des désordres rencontrés en neuf familles	60
Tableau VI.1:	Caractéristiques des pompes de la station de relevage N°1 en fonction de leur nombre	45
Tableau VI.2:	Caractéristiques des pompes de la station de relevage N°2 en fonction de leur nombre	46
Tableau VI.3:	Caractéristiques des pompes de la station de relevage N°3 pour différent type de pompe.	70
Tableau VI.4:	Le rendement de rognage	74
Tableau VI.5:	La puissance absorbée après le rognage	75
Tableau VI.6:	Le rendement de la pompe après vannage	76
Tableau VI.7:	Les paramètres géométriques des différents organes de la pompe de la station de relevage N°1	80
Tableau VI.8:	Les paramètres géométriques des différents organes de la pompe de la station de relevage N°2	81
Tableau VI.9:	Les paramètres géométriques des différents organes de la pompe de la station de relevage N°3	82
Tableau VII.1 :	Calcul du coup de bélier	92
Tableau VII.2 :	Le volume du réservoir d'air	93
Tableau VIII.1:	Le choix de la ventouse en fonction du diamètre de la conduite	99
Tableau IX.1:	Calcul du volume du déblai	108
Tableau IX.2 :	Capacité du godet en fonction du volume de terrassement	108
Tableau IX.3:	Calcul du volume du remblai	109
Tableau IX.4 :	Devis des différents travaux de pose de conduite	111

Liste des figures

Figure I.1	Carte géographique de la wilaya de Tipaza	3
Figure II 1	Variation du nombre d'habitant pour différent horizons	14
Figure II 2	Diagramme de la consommation totale 2007	21
Figure II 3	Diagramme de la consommation cumulé 2007	21
Figure II 4	Diagramme de la consommation totale 2009	23
Figure II 5	Diagramme de la consommation cumulé 2009	23
Figure II 6	Diagramme de la consommation totale 2015	24
Figure II 7	Diagramme de la consommation cumulé 2015	25
Figure III.1	Profil de la conduite de la conduite d'arriver et de départ du réservoir tampon	34
Figure III.2	Profil de la conduite de piquage qui va du point I au réservoir de volume 250m ³ - Damous	35
Figure III.3	Profil de la conduite de piquage qui va du point E au réservoir de volume 750m ³ - Aghbal	36
Figure III.4	Profil de la conduite principale	38
Figure III.5	Schéma simplifié du réseau d'adduction	38
Figure IV.1	Arrivée par surverse (Chute libre)	49
Figure IV.2	Arrivée par suverse (Noyée)	49
Figure IV.3	Arrivée par dessous (Par le fond)	50
Figure IV.4	Arrivée par-dessous (Par le bas)	50
Figure IV.5	Conduite de départ	51
Figure IV.6	Conduite de vidange et de trop plein	52
Figure IV.7	Conduite by-pass	52
Figure V.1	Conduite d'arrivée du réservoir 500m ³ de Gouraya (Bois sacré)	56
Figure V.2	Fuite à travers les parois du réservoir de 625m ³ de Gouraya (Berbouk)	56
Figure V.3	Réservoir de 500m ³ dans la commune de Larhat	57
Figure V.4	Réservoir de 750m ³ dans la commune d'Aghbal	58
Figure V.5	Réservoir de 250m ³ dans la commune de Damous	59
Figure V.6	Réservoir de 1000m ³ dans la commune de Damous	59
Figure VI.1	Courbe caractéristiques du groupe électropompe de la SR N° 1.	68
Figure VI.2	Courbe caractéristiques du groupe électropompe de la SR N° 2	69
Figure VI.3	Courbe caractéristiques du groupe électropompe de la SR N° 3	71
Figure VI.4	Point de fonctionnement des pompes de la SR N°1	72
Figure VI.5	Point de fonctionnement des pompes de la SR N°2	72

Figure VI.6	Point de fonctionnement des pompes de la SR N°3	73
Figure VI.7	Courbe caractéristiques du groupe électropompe N°1 après rognage	77
Figure VI.8	Courbe caractéristiques du groupe électropompe N°2 après rognage	78
Figure VI.9	Courbe caractéristiques du groupe électropompe N°3 après rognage	79
Figure VI.10	Schéma d'une pompe centrifuge	82
Figure VII.1	Cheminé d'équilibre	86
Figure VII.2	Réservoir d'air	87
Figure VII.3	Soupape de décharge type LEZIER	88
Figure VII.4	Première phase du coup de bélier	89
Figure VII.5	Deuxième phase du coup de bélier	89
Figure VII.6	Troisième phase du coup de bélier	90
Figure VII.7	Quatrième phase du coup de bélier	90
Figure VIII.1	Pose d'une conduite au bore d'une route	96
Figure VIII.2	Traversée d'une rivière	96
Figure VIII.3	Pose de canalisation en forte pente	98
Figure VIII.4	Les différents types de vanne	99
Figure VIII.5	Les différents types de ventouses	101
Figure VIII.6	Endroits de positionnement des ventouses et vidanges	101
Figure VIII.7	Les différents types de clapet	102
Figure VIII.8	Poteau d'incendie	102
Figure VIII.9	Les différents types de joints	104
Figure IX.1	Angledozer	106
Figure IX.2	Pelle mécanique	107
Figure IX.3	Rouleau lisse	110
Figure X.1	Pourcentage des différentes natures d'accident	112

Liste des annexes

Annexe 1	Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants	121
Annexe 2	Modules d'élasticité et coefficient de poisson des matériaux (MEUNIER)	122
Annexe 3	Coefficient de poisson pour différents type de sol	122
Annexe 4	Abaque de VIBERT	123

INTRODUCTION GENERALE

« *De l'eau pour tous à tout moment et pour toujours* ».c'est le but qu'ont fixé les autorités surtout en ces périodes où on est de plus en plus conscient que l'eau existe en quantité limitée et les réserves varient considérablement au cours de l'année. En effet, l'eau potable est une ressource limitée, coûteuse à produire et à distribuer. Par conséquent, il devient urgent de trouver des moyens d'économiser, de réutiliser et de recycler l'eau et surtout développer des méthodes et des technologies afin d'améliorer la gestion des ressources *en eau*.

L'adduction d'eau est un des services indispensables pour le développement d'une société. Elle soutient l'économie et favorise le bien-être des individus. Le fonctionnement efficace de ce service est d'une importance primordiale pour permettre leur croissance et une réalisation significative de leurs plans et objectifs.

L'Algérie, en tant que pays déficitaire, s'est engagée dans un vaste programme de valorisation des eaux non conventionnelles depuis quelques années. En effet le pays a fait des investissements énormes dans le cadre du dessalement de l'eau de mer. Il poursuit ses efforts dans la mobilisation et le traitement des eaux pluviales afin de promouvoir leur utilisation à des fins domestiques et agricoles.

La station de dessalement sera réalisée pour répondre qualitativement et quantitativement aux besoins croissants conformément aux plans du développement national et aux souhaits des populations des communes Ouest de la willaya de Tipaza allons de Cherchelle à Damous.

Vu l'importance du projet, ce mémoire de fin d'étude n'abordera qu'une partie du transfert à savoir l'adduction Ouest qui alimentera uniquement les communes situées à l'Ouest de la station de dessalement qui englobera les communes suivantes :Gouraya ,Aghbal ,Larhat et Damous.Il se compose de dix chapitres, tous d'une importance majeure, qu'on essayera de développer au maximum.

CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

I.1 Introduction.

Tipasa (ou Tipaza) est à l'origine une fondation punique en Afrique du Nord. Comme toutes les villes du bassin méditerranéen, Tipasa est devenue romaine – dans la province romaine de Maurétanie césarienne, puis chrétienne.

Les Phéniciens y ont fondé un comptoir vers le V^e siècle av. J.-C. : c'est de cette origine que la ville tire son nom qui signifie « lieu de passage » ou « escale ». Mais le plus plausible, Tipaza est la déformation du mot berbère "Tafsa" qui signifie le grès ou la pierre calcaire, toujours en usage dans beaucoup de régions du Maghreb.

La ville connaît son essor sous le roi numide Juba II et devient avec *Caesaria* (actuelle Cherchell) l'un des foyers de la culture gréco-romaine en Afrique du Nord. Tipasa avait alors le type de la ville punique car elle se situait dans l'aire d'influence de Carthage.

Au deuxième siècle, cette cité romanisée s'agrandit vers l'ouest aux dépens d'une ancienne nécropole punique. Bien qu'elle fût entourée d'une longue muraille de 2 km, cela n'a pas empêché sa destruction en l'an 430 par les Vandales menés par Genséric.

la plus grande ville de cette wilaya est Bou Ismaïl. Les populations habitant ses montagnes sont berbérophones du dialecte dit Tachenouit, ainsi qu'à Cherchell et Tenes.

La présence de la mer, des reliefs du Chenoua et de la Dahra donnent un paysage particulier et un intérêt touristique. De nombreux vestiges puniques, romains, chrétiens et africains attestent de la richesse de l'histoire de cette colonie.

Les habitants de la montagne et de la côte ouest au-delà de Tipaza sont berbérophones, employant un dialecte d'origine zénète proche du chaoui et du rifain, le berbère était autrefois parlé sur tout le territoire de la wilaya.

Le projet de raccordement de la station de dessalement d'Oued Sebt a pour but d'alimenter les agglomérations côtières de Damous, Larhat, Gouraya, Messelmoun, Hajret Ennous, Sidi Ghiles et Cherchell ainsi que la mise à disposition des quantités nécessaires pour couvrir les besoins en eau potable des communes situées sur les hauteurs du Dahra (Béni Milleuk, Agbal et Sidi Semiane).

Le site de la station de dessalement d'eau de mer est situé à l'Ouest d'Oued Sebt sur la rive droite d'Oued Baronne à environ une dizaine de Kilomètres à l'Est de Gouraya.

I.2 Caractéristiques géo-climatiques

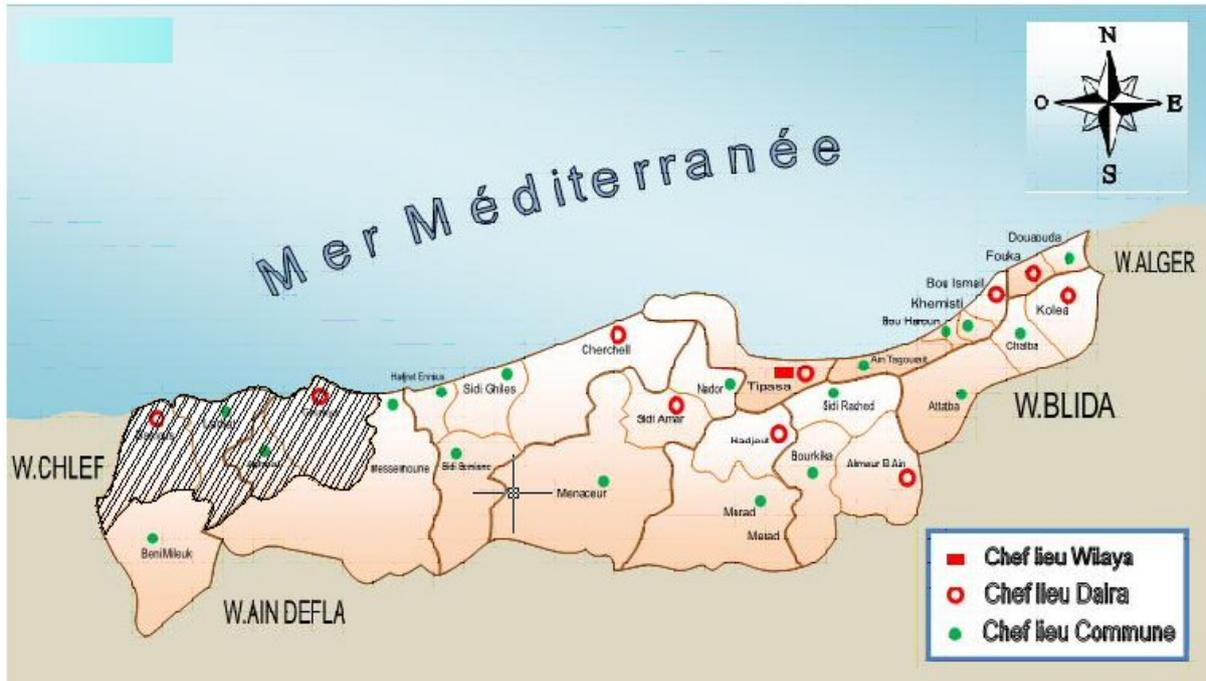
I.2.1 Géographie

La zone d'étude est située à l'ouest de la capitale à environ 100Km, dans la wilaya de Tipaza entourée par:

- Au nord : la mer méditerranée.

- A l'est : commune de Messelmoune.
- A l'ouest : wilaya de Chlef.
- Au sud : commune de Messelmoune et de Beni Milleuk.

La wilaya s'étend sur 2 166 Km².



Source : Internet [7]

Figure N°I.1 : Carte géographique de la wilaya de Tipaza

I.2.2 Géologie

La région d'étude est située le long de la corniche du Dahra.

La zone est recouverte par les dépôts d'âge Quaternaire, représentés par des alluvions caillouteuses de plateaux, les poudingues, des dépôts lacustres et des croûtes calcaires entourées par les formations à prédominance carbonatées (Calcaire, calcaire marneux et marnes) qui encadrent ce sillon au nord qu'au sud et qui donnent les quelques reliefs observés.

I.2.3 Situation climatologique

a- Climat

La combinaison des influences de la mer au nord, du relief et de l'altitude au sud de la zone du projet explique une légère variation du climat. Cette zone est caractérisée par un climat tempéré méditerranéen divisé en deux saisons, un hiver doux et pluvieux et un été chaud et sec; La saison sèche est caractérisée par une longue période de sécheresse qui peut durer de trois à quatre mois.

b-Température

Les températures sont variables avec un maximum pour le mois de juillet de 26.3°C et un minimum pour Février 7.7°C, elle a une valeur moyenne de 18.38°C.

Tableau N°I.1: *Températures mensuelles*

MOIS	SE	OC	NO	DE	JA	FE	MA	AV	MA	JUIN	JUIL	AO
T°C	26.2	21.9	13.7	11.7	8.3	7.7	12	14.7	21.2	25.5	29.3	28.5

Source : DHW (TIPAZA)

c-La pluviométrie

Notre région est douce, froide et pluvieuse en hiver, chaude et sèche en été.

Pour notre étude on se réfère à une série pluviométrique recueillie par la station pluviométrique de Gouraya.

Tableau N°I.2: *Hauteurs moyennes des précipitations.*

MOIS	SE	OC	NO	DE	JA	FE	MA	AV	MA	JUIN	JUIL	AO
Pluie(mm)	20.1	7.1	30.7	23.1	39	6.3	25.2	16.2	47.6	5	1	3

Source : DHW (TIPAZA)

I.2.4 Infrastructures routières

La zone de projet est bien desservie par l'infrastructure routière, tant dans le réseau primaire par une route nationale (RN11 : Gouraya- Damous en passant par Larhat) que dans le réseau secondaire (CW14) qui relie Gouraya à Aghbal ainsi qu'un réseau dense de pistes reliant toutes les agglomérations au réseau primaire et secondaire.

I.2.5 Topographie et relief

Le tracé retenu pour desservir les dix communes s'effectue dans deux directions nettement opposées (Est-ouest) par rapport à l'implantation de la SDEM d'oued Sebt, la zone traversée se trouve le long de la mer méditerranée, bordée au sud par le relief de la corniche du Dahra, à morphologie accidentée avec des courbes de niveau maximale de 300m.

I.2.6 La sismicité

La sismicité de la région est très importante si on se réfère à la carte des zones sismiques dressées en 1971 par l'institut de la météorologie et de physique, d'après les données des tremblements de terre entre 1716 et 1970 la région appartient à la zone de degré 6.

Cette activité est en relation avec une activité tectonique (déformation, compression) récente qui affecte la partie superficielle de la lithosphère surtout dans la partie nord de l'ALGÉRIE.

I.3 Population et activité

I.3.1 Population

Les hypothèses étudiées basées sur les 3 derniers recensements 1977, 1987 et principalement 1998, les dernières données établies par l'ONS pour les années 1999-2002 pour le calcul de l'accroissement naturel année par année à l'échelle de la wilaya de Tipaza se base sur la détermination du nombre de naissance, de la pyramide de population féminine correspondante et de la structure de la natalité, sur le vieillissement et la mortalité.

Mortalité

Pour les projections, la mortalité est admise homogène à l'échelle du territoire national, mais en prenant en compte les différences entre les populations masculines et féminines.

_ Mortalité infantile : elle décroît exponentiellement des valeurs d'environ 3.5‰ actuellement vers 1.5‰ à l'horizon 2015.

_ Mortalité globale : les extrapolations sont conduites de la même manière que pour la mortalité infantile.

_ Espérance de vie : en moyenne homme et femme, elle est de 73 ans.

Mutation des populations éparses

La mutation de la population éparses reste problématique et difficilement prévisible. On ne peut qu'observer la tendance globale sur les dernières décennies :

_ Réduction importante de la proportion de la population éparses par rapport à la population totale.

_ En valeur absolue, stagnation puis une légère diminution sur les 10-15 dernières années.

Migration

La population algérienne manifeste une mobilité importante certes, mais les soldes migratoires (entrée-sortie) sont nettement moins importants. Concernant les agglomérations situées dans le périmètre de l'étude, les soldes migratoires sont très faibles et sont négligés pour la suite de l'étude.

Tableau N°I.3: Nombre d'habitant en 2007.

COMMUNE	DISPOSITION	POPULATION		TOTAL
		Masculin	Féminin	
Gouraya	Chef lieu	7 143	6 944	14 087
	Zone éparsé	3 592	3 389	6 981
	total			21 068
Aghbal	Chef lieu	555	530	1 085
	Zone éparsé	3 274	3 128	6 402
	total			7 487
Larhat	Chef lieu	1 342	1 300	2 642
	Zone éparsé	2 491	2 451	4 942
	total			7 584
Damous	Chef lieu	7 059	6 804	13 863
	Zone éparsé	1 928	1 847	3 775
	total			17 638
total				53 777

Source : DHW (TIPAZA)

I.3.2 Dotation

L'objectif a été de définir une dotation moyenne en litre par habitant et par jour. L'analyse faite est basée sur la définition de la dotation moyenne par le PNE comme étant la quantité d'eau moyenne consommée par un habitant par jour. Dans la notion de « moyenne » est sous entendu diverses méthodes de consommation de l'eau.

Dans notre projet on retient une dotation moyenne pour toute usage est pour les quatre communes vue que qu'ils ont les mêmes activités.

- La dotation pour l'année 2007 :180l/j/ha.
- La dotation pour l'année 2009 :200l/j/ha.
- La dotation pour l'année 2015 :220l/j/ha.

I.3.3 Activités

L'activité de la zone d'étude est décrite ci-dessous.

a- Industrie

Le secteur industriel reste marginal dans le périmètre de l'étude. On peut noter cependant quelques industries artisanales

b- Agriculture

Le secteur de l'agriculture est une activité importante. Très peu d'informations ont été fournies sur les exploitations agricoles en activités sur les quatre agglomérations. Ce volet sort néanmoins hors du cadre défini dans les termes de référence de l'étude qui est uniquement dédiée à la fourniture d'eau à usage domestique et industriel.

c- Commerce

L'activité commerciale des agglomérations est principalement composée de commerces des produits de première nécessité pour les besoins quotidiens des habitants (alimentation et textile).

d- Tourisme

Plutôt concentré sur la partie Est de la wilaya, Cherchell, Beldj, Tipaza ..., Le tourisme représente une activité appelée à un développement certain dans la zone comprise entre Cherchell et Tipaza.

I.4 Présentation hydraulique

I.4.1 Les ressources en eau actuelle

Les ressources en eau de la wilaya se composent :

- Des eaux de surface : oueds.
- Des eaux souterraines : nappes souterraines.

a- Eaux superficielles

- _ Oued Damous à l'ouest de la ville de Damous.
- _ Oued Harbil à l'est de la ville de Damous.
- _ Oued Mellah à l'est de la ville de Larhat.
- _ Oued Kellal à l'Oued de la ville de Gouraya.
- _ Oued Sebt à l'est de la ville de Gouraya.

b- Eaux souterraines

Les eaux souterraines représentent la principale ressource de la zone de l'étude. D'un point de vue hydrogéologique, la région recèle des ressources considérables qui sont extraites des nappes d'accompagnement d'oued suivantes :

- _ La nappe d'accompagnement d'Oued Damous.
- _ La nappe d'accompagnement d'Oued Harbil.
- _ La nappe d'accompagnement d'Oued Mellah.
- _ La nappe d'accompagnement d'Oued Kellal.
- _ La nappe d'accompagnement d'Oued Sebt.

Ces différentes nappes d'accompagnement qui s'étalent sur la zone de l'étude sont très mal connues d'un point de vue hydrogéologique. Un grand nombre de publications ponctuelles y sont consacrées sans une étude de synthèse globale qui en définit de façon précise les contours ainsi que les potentialités.

Ces nappes sont exploitées par le biais de 14 forages et un puits qui se répartissent comme suit :

Avec un fonctionnement de 20 heures/j des installations de pompage, le volume mobilisé actuellement pour l'AEP est de 13 860 m³/j.

Ce chiffre moyen, bien que réaliste, est à considérer avec prudence, car d'une part toute la population de la zone n'est pas desservie et d'autre part l'ensemble des forages ne fonctionnent pas sur 20 heures par jour.

A titre d'exemple, pour l'agglomération de Gouraya, 2 forages sur Oued Kellal (31 l/s) et 4 forages sur Oued Sebt (36 l/s) sont mobilisés pour l'alimentation du chef lieu (soit 5 789 m³ /j disponible avec 18h de fonctionnement).

On constate que presque toutes les nappes connaissent une baisse de leur productivité en période estivale, saison de forte demande en eau.

I.4.2 Rendement

Les sources définissant les rendements sur les réseaux existants sont toutes basées sur des hypothèses en raison de l'absence de comptage.

Le rendement estimé par les services d'exploitation est plutôt situé entre 60 et 80%.

L'analyse présentée à ce sujet reste plus prudente et souligne que les données disponibles sur ce sujet sont fréquemment obscures et admet une dégradation potentielle du réseau d'alimentation. Par conséquent, il intègre d'une part la nécessité de réduire les pertes sur les réseaux existants afin d'obtenir un rendement de 80% et d'autre part estime qu'il n'y aura pas d'efforts réalisés pour optimiser ce rendement au-delà.

Compte tenu des analyses ci-dessus, un rendement de **70%** sur le réseau et un rendement de **98%** sur l'adduction jusqu'à l'horizon 2015 sont retenus pour ce projet.

I.4.3 Réseau de distribution

I.4.3.1 Gouraya

La ville Gouraya située à l'ouest du lieu d'implantation de la future la SDEM d'Oued Sebt (à environ 5 km) est alimentée à partir des eaux extraites de la nappe d'accompagnement d'Oued Sebt et celle d'Oued Kellal.

Les forages

Six (6) forages alimentent actuellement la ville :

-**Forage1, Forage2** : situés à environ 5 km à l'ouest de la ville sur la rive droite d'Oued Kellal.

-**Forage3, Forage4, Forage5 et Forage6**: situés à environ 7 km à l'ouest de la ville sur la rive gauche d'Oued Sebt.

Tableau N°1.4: Les forages qui alimentent l'agglomération de Gouraya.

N° FORAGE	DEBIT (L/S)
F1	20
F2	11
F3	8
F4	10
F5	8
F6	10
Total	67

Source : DHW (TIPAZA)

Les réservoirs

Trois réservoirs permettent de recevoir les eaux des nappes d'accompagnement des Oued Kellal et Sebt et de les distribuer:

_ **Réservoir 1 de 2x500 m³** (Irouanou) situé plus vers l'est du centre de la ville il reçoit en partie la production de la nappe d'accompagnement d'Oued Sebt (forages F4 et F5) qu'il partage avec la station de pompage pour l'alimentation des centres ruraux de M'Haba.

_ **Réservoir 2 de 625 m³** (Berkouk) plus au sud du centre de la ville sur les hauteurs, il reçoit en partie la production de la nappe d'accompagnement d'Oued Sebt (forages F4 et F5) qu'il partage avec Irouanou

_ **Réservoirs 3 de 500 m³** (Bois sacré) situé plus vers l'ouest de la ville, reçoit en partie la production de la nappe d'accompagnement d'Oued Kellal (forages F1 et F2 et F5_) qu'il partage Berkouk et la station de pompage pour l'alimentation des centres ruraux de Saadouna (plus tard Sidi Ali).

La capacité de stockage Totale pour la ville est de **2125 m³**.

I.4.3.2 Aghbal

La ville d'Aghbal située au sud ouest de Gouraya (à environ 15 km) est alimentée à partir des eaux extraites de la nappe d'accompagnement d'Oued Mellah.

Forage

La ville d'Aghbal est alimentée à partir d'un forage débitant 8l/s. Ce forage est situé à 9 Km à l'Est de la ville.

Réservoir

Le forage débite 8l/s vers le réservoir de volume 750m³ situé au sud Est de la ville qui à son tour alimente l'agglomération d'Aghbal.

I.4.3.3 Larhat

L'agglomération de Larhat située à l'ouest Gouraya (à environ 7 km) est alimentée à partir des eaux extraites de la nappe d'accompagnement d'Oued Mellah et celle d'Oued Harbil.

Les forages

Quatre (4) forages alimentent actuellement la ville :

- **Forage1, Forage2** : situés à environ 5 km à l'ouest de la ville sur la rive gauche d'Oued Mellah.

-**Forage3 et Forage4** : situés à environ 7 km à l'ouest de la ville sur la rive droite d'Oued Harbil.

Ces forages mobilisent un débit total de **36 l/s** pour la Daïra Larhat selon le tableau suivant :

Tableau N°1.5: Les forages qui alimentent l'agglomération de Larhat.

N° FORAGE	DEBIT (L/S)	REMARQUES
F1	8	Alimentation Larhat (douar Dior, camp toile)
F2	8	Alimentation Larhat (douar Boukhlidja)
F3	10	Alimentation Larhat (douars Ikhlifaine, Zlamta et Bouarous)
F4	10	Alimentation Larhat (douars Ikhlifaine, Zlamta et Bouarous)
Total	36	Baisse de production en période estivale

Source : DHW (TIPAZA)

Les réservoirs

Deux réservoirs permettent de recevoir d'une part les eaux de la nappe d'accompagnement d'Oued Mellah et de les distribuer, et d'autre part un apport est fourni par la mobilisation de la nappe d'accompagnement d'oued Harbil qui dessert les douars d'Ikhlifaine, Zlamta et Bouarous avant d'arriver à Larhat:

_ **Réservoir1 de 250 m³** situé au sud Est de la ville sur les hauteurs, il reçoit la production des forages F1 (8 l/s) et F2 (8 l/s) qu'il partage avec Douar Boukhlidja, Camp de Toile et Douar Dior.

_ **Réservoir2 de 500 m³** situé à l'ouest de la ville il est alimenté à partir du système de mobilisation de la nappe d'accompagnement d'oued Harbil desservant les douars d'Ikhlifaine, Zlamta et Bouarous.

La capacité de stockage totale de l'agglomération est de **750 m³**.

I.4.3.4 Damous

L'agglomération de Damous située à l'ouest du périmètre de l'étude est alimentée par les forages captant la nappe d'accompagnement d'Oued Damous et celle d'Oued Harbil.

Les forages

Trois (3) forages alimentent actuellement la ville :

- **Forage1**: situé à environ 5 km à l'ouest du centre de l'agglomération sur la rive droite d'Oued Damous alimente le réservoir de distribution de Hamidia et le réservoir de 1000m³ qui alimente le chef lieu de Damous.

- **Forage2 et Forage3** alimentent la station de pompage de Béni-Hatita et le réservoir de 1000m³ pour la distribution du chef lieu de Damous. Ces forages mobilisent un débit total de 62 l/s:

Tableau N°I.6: Les forages qui alimentent l'agglomération de Damous .

N° Forage	Débit (l/s)	Remarques
F1	35	Alimentation de Hamidia et Damous
F2	12	Alimentation de Damous, et la Chaîne Béni-Hatita
F3	15	Alimentation de Damous, et la Chaîne Béni-Hatita
Total	62	Baisse de production en période estivale

Source : DHW (TIPAZA)

Les réservoirs

Trois réservoirs permettent de recevoir les eaux des nappes d'accompagnement d'Oued Harbil et Damous et de les distribuer:

_ **Réservoir1 de 1000 m³** situé au sud de la ville sur les hauteurs, il reçoit la production des forages F2 et F3 (27l/s) captant la nappe d'accompagnement d'Oued Harbil qu'il partage avec l'alimentation de la station de pompage vers Béni-Hatita.

_ **Réservoir2 de 250 m³** situé plus vers l'ouest à la périphérie de la ville, il dessert la localité de Hamidia. Ce réservoir est alimenté par la production du forage F1 (35 l/s) captant la nappe d'accompagnement d'Oued Damous. Le reliquat de production après satisfaction des besoins de Hamidia est dirigé vers le réservoir 1000m³ de Damous

La capacité de stockage totale de l'agglomération est de 1250 m³.

I.4.3.5 Synthèse du réseau d'adductions

Le tableau ci-dessous fait une synthèse des forages et des capacités de stockage, détaillées dans les paragraphes précédents pour chaque commune.

Tableau N°I.7: *Récapitulatif des sources d'alimentation.*

COMMUNE	SOURCE	CAPACITE TOTALE
Gouraya	Forage	67l/s
	Stockage	2125 m ³
Aghbal	Forage	8l/s
	Stockage	750 m ³
Larhat	Forage	16l/s
	Stockage	750m ³
Damous	Forage	62l/s
	Stockage	1250m ³

I.5 Conclusion

Après ce résumé de la présentation de la ville, on a ressorti quelques points nécessaires basés essentiellement sur la situation topographique fournie par la DPAT de la wilaya de Tipaza reprises dans les projections de la DHW comme référence de notre étude pour la partie démographique. Ces données présentent l'avantage d'être :

- basée sur le recensement de 1998 qui constitue la base de référence concernant les analyses démographiques.
- d'avoir une approche globale, y compris l'inter wilaya qui permet de prendre en compte certains phénomènes comme les flux migratoires.

Ces données vont nous aidés à garantir une meilleure projection du nouveau système d'alimentation en eau potable des villes ouest de la wilaya de Tipaza.

CHAPITRE II : LES BESOINS EN EAU DES AGGLOMERATIONS

II.1 Introduction

Les besoins en eau potable d'une agglomération dépendent du mode de vie de la population. Le calcul des besoins que se soit pour l'agglomération ou l'agriculture, exige une fixation impérative des normes de consommations unitaires qui doivent rester valables tant que les critères, qui ont contribué à l'établissement de ces normes restent inchangés.

En règle générale, les normes objectives résultent de l'adéquation des critères sociopolitiques et socioéconomiques, qui procèdent à la fois de :

- * la volonté politique du pouvoir public qui fixe pour chaque période de planification les objectifs qualitatifs et quantitatifs.
- * des ressources en eau susceptibles d'être mobilisées pour satisfaire qualitativement et quantitativement, les besoins en eau pour la consommation.

Nous pouvons dire que l'évaluation des besoins en eau potable que nous les citerons ci après, nous permet de connaître la consommation journalière et de dimensionner les ouvrages hydrauliques nécessaires.

II.2 Evolution de la population

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

$$P_n = P_0 \cdot (1 + t)^n.$$

Avec :

P_n : Population pour l'horizon considéré.

P_0 : Population à l'année de référence.

t : Taux d'accroissement annuel de la population (%).

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

L'hypothèse retenue pour le calcul de l'accroissement de la population, appelée hypothèse tendancielle est la suivante :

Tableau N° II.1 : Estimation de la population future des agglomérations.

Commune	populations			
	Taux	2007	2009	2015
Gouraya	2,3	21 068	22048	25271
Aghbal	2,3	7 487	7835	8981
Larhat	3,2	7 584	8077	9757
Damous	3,2	17 638	18785	22693
Total		53 777	66702	66702

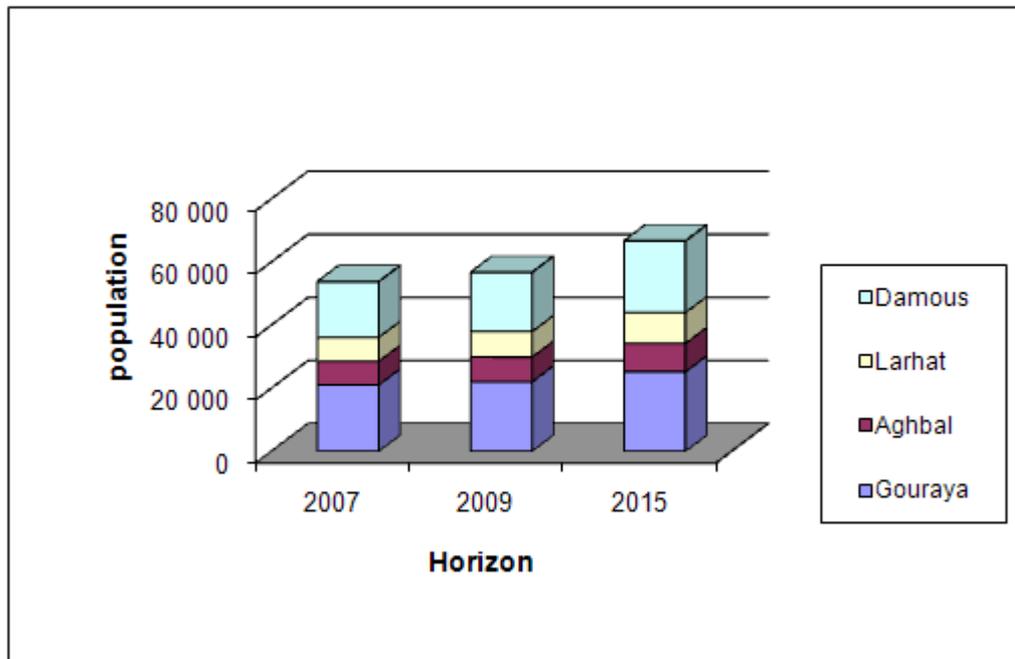


Figure N°II.1 : Variation du nombre d'habitant pour différent horizons

II.3 Estimation des besoins

Les besoins en eau sont très différents d'une région à l'autre .L'agriculture est l'activité la plus consommatrice d'eau, avant même l'industrie et surtout les besoins domestiques.

L'estimation des besoins futurs doit être envisagée pour une période dite raisonnable qui équivaut à la durée de vie du projet c'est-à-dire 6 à 7 ans. Il est donc conseillé pour définir le niveau des consommateurs, d'effectuer une analyse détaillée des différents besoins unitaires c'est-à-dire :

- Besoins domestiques.
- Besoins administratifs et artisanats.
- Besoins industriels.

Nous allons tenter de déterminer la consommation moyenne journalière, pour chaque type de consommateurs.

La consommation moyenne journalière est définie comme étant le produit de la dotation moyenne journalière par le nombre de consommateurs, d'où :

$$Q_{\text{moy},j}=(Q_i \cdot N_i)/1000 \quad [\text{m}^3/\text{j}]$$

Avec :

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

Q_i : dotation journalière (pour différent usage).

N_i : nombre de consommateurs

Tableau N° II.2 : *Estimation des Besoins pour l'horizon 2007*

Commune	Consommation m ³ /j	
	Dotation (l/j/hab)	2007
Gouraya	180	3792,24
Aghbal	180	1347,66
Larhat	180	1365,12
Damous	180	3174,84
Total	180	9679,86

Tableau N° II.3 : *Estimation des Besoins pour l'horizon 2009*

Commune	Consommation m ³ /j	
	Dotation(l/j/hab)	2009
Gouraya	200	4409,65459
Aghbal	200	1567,07252
Larhat	200	1615,4284
Damous	200	3756,97866
Total	200	11349,1342

Tableau N° II.4 : *Estimation des Besoins pour l'horizon 2015.*

Commune	Consommation m ³ /j	
	Dotation(l/j/hab)	2015
Gouraya	220	5559,69619
Aghbal	220	1975,76635
Larhat	220	2146,63687
Damous	220	4992,40256
Total	220	14674,502

II.4 Calcul du débit majoré

Les pertes d'eau sont constituées par des fuites diverses (joints de raccordement), contrairement au jugement que l'on pourrait croire les pertes sont loin d'être négligeables, elles atteignent des chiffres de 20 à 30 % du volume distribué et même 50% dans le cas d'un réseau ancien et mal entretenu. Les fuites sur les branchements particuliers sont en règle générale les plus nombreuses

La valeur de taux de fuite est estimée à 30% sur l'adduction selon la direction d'hydraulique de la wilaya (D.H.W) et est donné par le tableau suivant :

Tableau N° II.5 : Estimation des Besoins majorés.

Commune	Taux de fuite sur le réseau (%)	Demande de consommation en eau m ³ /j		
		2007	2009	2015
Gouraya	30	4929,912	5732,55097	7227,60505
Aghbal	30	1751,958	2037,19428	2568,49625
Larhat	30	1774,656	2100,05692	2790,62793
Damous	30	4127,292	4884,07226	6490,12333
Total	30	12583,818	14753,8744	19076,8526

II.5 Variations de la consommation journalière

II.5 .1 Consommation maximale journalière

Elle est définie par le coefficient d'irrégularité journalière maximale ($K_{max,j}$) qui tient compte des pertes d'eau dans le réseau et des gaspillages .Il peut être obtenu par le rapport de la consommation maximale journalière à la consommation moyenne journalière.

$$K_{max,j} = Q_{max,j} / Q_{moy,j}$$

$$K_{max,j} = (1.1 - 1.3)$$

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

Ce coefficient nous permet de savoir de combien de fois le débit maximum journalier dépasse le débit moyen journalier.

II.5.2 Consommation minimale journalière

Elle est définie à partir du coefficient d'irrégularité journalière minimum ($K_{min,j}$) qui est déterminé comme étant le rapport de la consommation minimale journalière et la consommation moyenne journalière

$$K_{min,j} = Q_{min,j} / Q_{moy,j}$$

$$K_{min,j} = (0.7 - 0.9)$$

Avec $K_{min,j} = 0.8$

Il nous indique de combien de fois la consommation minimale journalière est inférieure à la consommation moyenne journalière.

Les résultats sont représentés dans le tableau II.4:

Tableau N° II.6 : *Calcul des consommations maximales et minimales journalières à l'horizon 2007*

COMMUNE	Q _{MOY, J} [M3/J]	K _{MIN, J}	Q _{MIN, J} [M3/J]	K _{MAX, J}	Q _{MAX, J} [M3/J]
Gouraya	4929,912	0,8	3943,9296	1,2	5915,8944
Aghbal	1751,958	0,8	1401,5664	1,2	2102,3496
Larhat	1774,656	0,8	1419,7248	1,2	2129,5872
Damous	4127,292	0,8	3301,8336	1,2	4952,7504
Total	12583,818	0,8	10067,0544	1,2	15100,5816

Tableau N° II.7: *Calcul des consommations maximales et minimales journalières à l'horizon 2009*

Commune	Q _{moy, j} [m3/j]	K _{min, j}	Q _{min, j} [m3/j]	K _{max, j}	Q _{max, j} [m3/j]
Gouraya	5732,55097	0,8	4586,04078	1,2	6879,06117
Aghbal	2037,19428	0,8	1629,75543	1,2	2444,63314
Larhat	2100,05692	0,8	1680,04554	1,2	2520,06831
Damous	4884,07226	0,8	3907,25781	1,2	5860,88671
Total	14753,8744	0,8	11803,0996	1,2	17704,6493

Tableau N° II.8: *Calcul des consommations maximales et minimales journalières à l'horizon 2015*

Commune	Q _{moy, j} [m3/j]	K _{min, j}	Q _{min, j} [m3/j]	K _{max, j}	Q _{max, j} [m3/j]
Gouraya	7227,60	0,8	5782,08	1,2	8673,12
Aghbal	2568,49	0,8	2054,79	1,2	3082,19
Larhat	2790,62	0,8	2232,50	1,2	3348,75
Damous	6490,12	0,8	5192,09	1,2	7788,14
Total	19076,85	0,8	15261,48	1,2	22892,22

II.6 Variations de la consommation horaire :

II.6.1 Consommation maximale horaire

Elle est représentée par le coefficient d'irrégularité maximale horaire ($K_{\max, h}$) qui représente l'augmentation de la consommation horaire pour la journée. Il tient compte de l'accroissement de la population ainsi que du degré de confort et du régime de travail de l'industrie.

D'une manière générale, ce coefficient peut être décomposé en deux autres coefficients : α_{\max} et β_{\max} ; tel que :

$$K_{\max, h} = \alpha_{\max} \cdot \beta_{\max}$$

Avec :

- α_{\max} : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et de régime du travail .Il varie de 1,2 à 1,5 et dépend du niveau de développement local. Pour notre cas on prend $\alpha_{\max} = 1,3$.
- β_{\max} : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population. Le tableau N° II-7 donne sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Tableau N° II.9 : β_{\max} en fonction du nombre d'habitants

HABITANT	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	50000	100000
β_{\max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,13	1,1

Tableau N° II.10 : Les valeurs de $K_{\max h}$ pour chaque horizon

Horizon	β_{\max}	α_{\max}	$K_{\max,h}$
2007	1,19	1,3	1,547
2009	1,18	1,3	1,534
2015	1,12	1,3	1,456

II.6.2 Consommation minimale horaire

Elle est donnée par le coefficient d'irrégularité minimale horaire $K_{\min,h}$ qui permet de déterminer le débit minimale horaire:

$$K_{\min,h} = \alpha_{\min} \cdot \beta_{\min}$$

Avec :

- α_{\min} : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime de travail, varie de **0,4** à **0,6**. Pour notre cas on prend $\alpha_{\min} = 0,5$.
- β_{\min} : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population. Le tableau N° II-9 donne sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Tableau N° II.11: Les valeurs β_{\min} en fonction du nombre d'habitants

HABITANT	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	50000	100000
β_{\min}	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6	0,63	0,7

Tableau N° II.12 : Les valeurs de $K_{\min,h}$ pour chaque horizon

Horizon	β_{\min}	α_{\min}	$K_{\min,h}$
2007	0,52	0,5	0,26
2009	0,53	0,5	0,265
2015	0,65	0,5	0,325

II.6.3 Débit moyen horaire :

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante :

$$Q_{moyh} = \frac{Q_{\max,j}}{24} \quad (m^3 / h)$$

Avec :

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

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

Tableau N° II.13: Calcul de la consommation maximale et minimale horaires pour l'ensemble des agglomérations.

Horizon	$Q_{moy, h}$ [m3/h]	$K_{\min, h}$	$Q_{\min, h}$ [m3/h]	$K_{\max, h}$	$Q_{\max,h}$ [m3/h]
2007	629,19	0,26	163,58	1,547	973,35
2009	737,69	0,265	195,48	1,534	1131,62
2015	953,84	0,325	309,99	1,456	1388,79

II.6.4 Evaluation de la consommation par tranche horaire

Le débit horaire d'une agglomération est variable selon l'importance de cette dernière.

Tableau N° II. 14 : Variation des débits horaires pour l'horizon 2007 pour l'ensemble des agglomérations

Heures (h)	Consommation totale $Q_{\max,j}=15100,58m^3/j$		Consommation cumulée (intégrale)	
	(%)	(m^3/h)	(%)	(m^3/h)
0-1	3	453,017448	3	453,017448
1-2	3,2	483,218611	6,2	936,236059
2-3	2,5	377,51454	8,7	1313,7506
3-4	2,6	392,615122	11,3	1706,36572
4-5	3,5	528,520356	14,8	2234,88608
5-6	4,1	619,123846	18,9	2854,00992
6-7	4,5	679,526172	23,4	3533,53609
7-8	4,9	739,928498	28,3	4273,46459

8-9	4,9	739,928498	33,2	5013,39309
9-10	5,6	845,63257	38,8	5859,02566
10-11	4,8	724,827917	43,6	6583,85358
11-12	4,7	709,727335	48,3	7293,58091
12-13	4,4	664,42559	52,7	7958,0065
13-14	4,1	619,123846	56,8	8577,13035
14-15	4,2	634,224427	61	9211,35478
15-16	4,4	664,42559	65,4	9875,78037
16-17	4,3	649,325009	69,7	10525,1054
17-18	4,1	619,123846	73,8	11144,2292
18-19	4,5	679,526172	78,3	11823,7554
19-20	4,5	679,526172	82,8	12503,2816
20-21	4,5	679,526172	87,3	13182,8077
21-22	4,8	724,827917	92,1	13907,6357
22-23	4,6	694,626754	96,7	14602,2624
23-24	3,3	498,319193	100	15100,5816
	100	15100,5816		

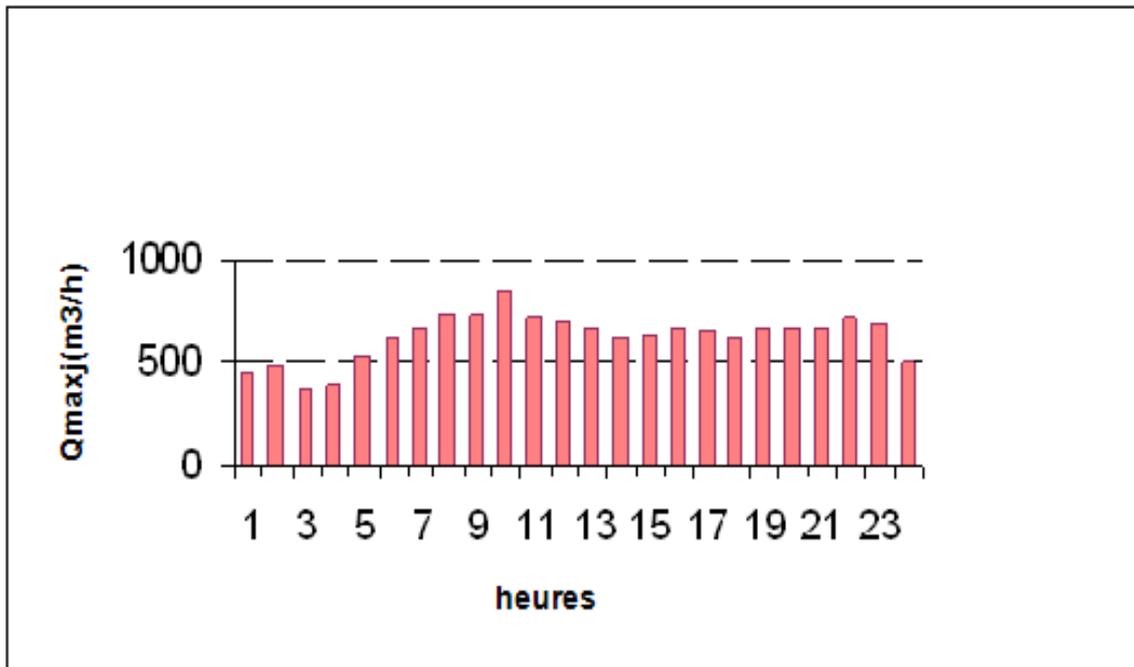


Figure N°II.2 : Diagramme de la consommation totale pour l'année 2007

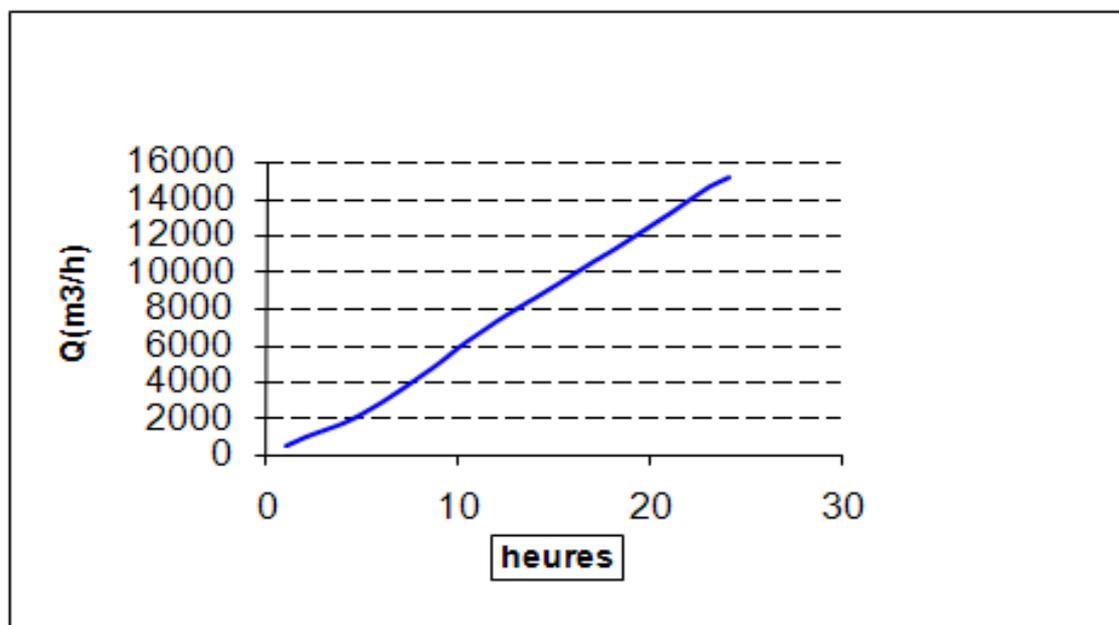


Figure N°II.3 : Diagramme de la consommation cumulée pour l'année 2007

Tableau N° II. 15 : Variation des débits horaires pour l'horizon 2009 pour l'ensemble des agglomérations

Heures (h)	Consommation Totale $Q_{\max j}=17704,64 \text{ m}^3/\text{j}$		Consommation Cumulée (intégrale)	
	(%)	(m^3/h)	(%)	(m^3/h)
0-1	3	531,13	3	531,13
1-2	3,2	566,54	6,2	1097,68
2-3	2,5	442,61	8,7	1540,30
3-4	2,6	460,32	11,3	2000,62
4-5	3,5	619,66	14,8	2620,28
5-6	4,1	725,89	18,9	3346,17
6-7	4,5	796,70	23,4	4142,88
7-8	4,9	867,52	28,3	5010,41
8-9	4,9	867,52	33,2	5877,94
9-10	5,6	991,46	38,8	6869,40
10-11	4,8	849,82	43,6	7719,22
11-12	4,7	832,11	48,3	8551,34
12-13	4,4	779,00	52,7	9330,35
13-14	4,1	725,89	56,8	10056,24
14-15	4,2	743,59	61	10799,83
15-16	4,4	779,00	65,4	11578,84
16-17	4,3	761,29	69,7	12340,14
17-18	4,1	725,89	73,8	13066,03

18-19	4,5	796,70	78,3	13862,74
19-20	4,5	796,70	82,8	14659,44
20-21	4,5	796,70	87,3	15456,15
21-22	4,8	849,82	92,1	16305,98
22-23	4,6	814,41	96,7	17120,39
23-24	3,3	584,25	100	17704,64
	100	17704,64		

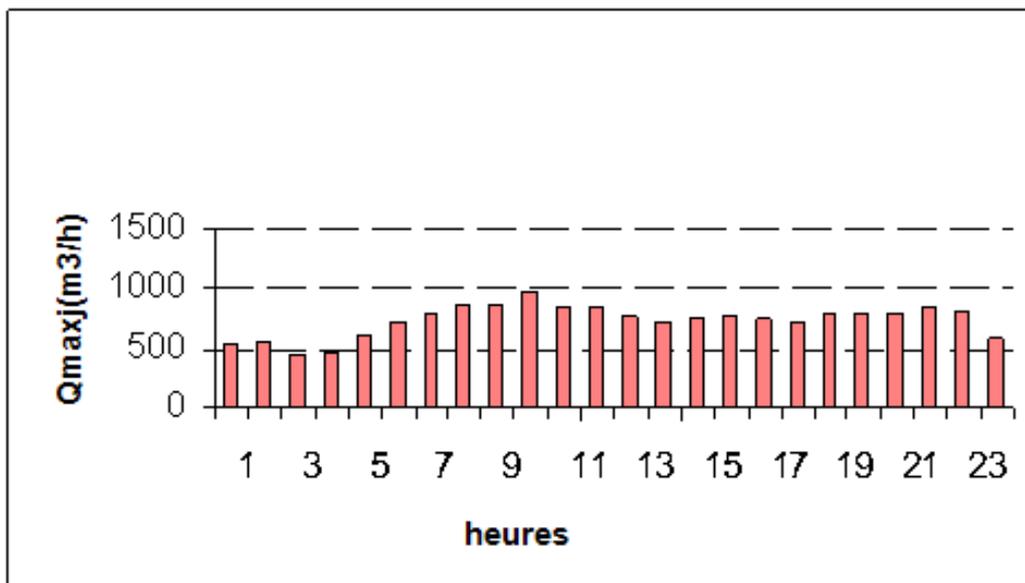


Figure N°II.4 : Diagramme de la consommation totale pour l'année 2009

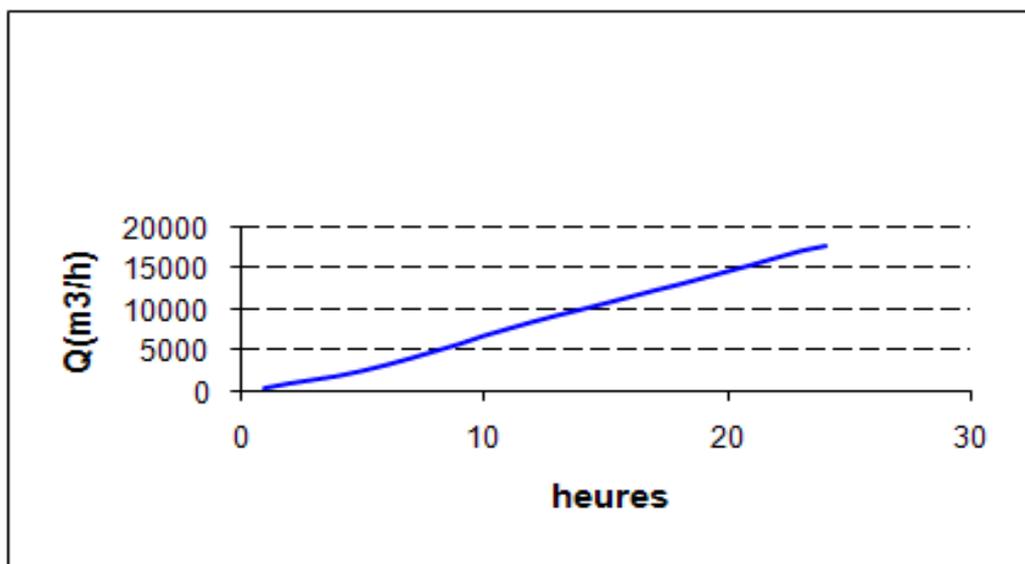


Figure N°II.5 : Diagramme de la consommation cumulée pour l'année 2009

Tableau N° II. 16 : Variation des débits horaires pour l'horizon 2015 pour l'ensemble des agglomérations

Heures (h)	Consommation Totale Qmaxj=30 767 m ³ /j		Consommation Cumulée (intégrale)	
	(%)	(m ³ /h)	(%)	(m ³ /h)
0-1	3	686,76	3	686,76
1-2	3,2	732,55	6,2	1419,31
2-3	2,5	572,30	8,7	1991,62
3-4	2,6	595,19	11,3	2586,82
4-5	3,5	801,22	14,8	3388,04
5-6	4,1	938,58	18,9	4326,62
6-7	4,5	1030,14	23,4	5356,77
7-8	4,9	1121,71	28,3	6478,49
8-9	4,9	1121,71	33,2	7600,21
9-10	5,6	1281,96	38,8	8882,18
10-11	4,8	1098,82	43,6	9981,00
11-12	4,7	1075,93	48,3	11056,94
12-13	4,4	1007,25	52,7	12064,19
13-14	4,1	938,58	56,8	13002,78
14-15	4,2	961,47	61	13964,25
15-16	4,4	1007,25	65,4	14971,51
16-17	4,3	984,36	69,7	15955,87
17-18	4,1	938,58	73,8	16894,45
18-19	4,5	1030,14	78,3	17924,60
19-20	4,5	1030,14	82,8	18954,75
20-21	4,5	1030,14	87,3	19984,90
21-22	4,8	1098,82	92,1	21083,73
22-23	4,6	1053,04	96,7	22136,77
23-24	3,3	755,44	100	22892,22
	100	30 767		

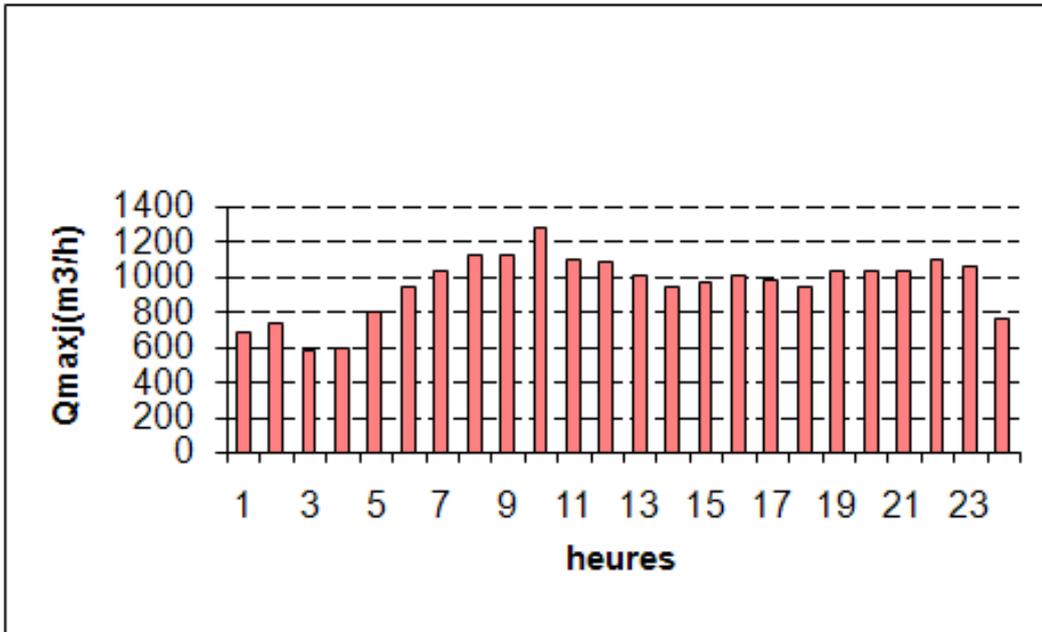


Figure N°II.6 : *Diagramme de la consommation totale pour l'année 2015*

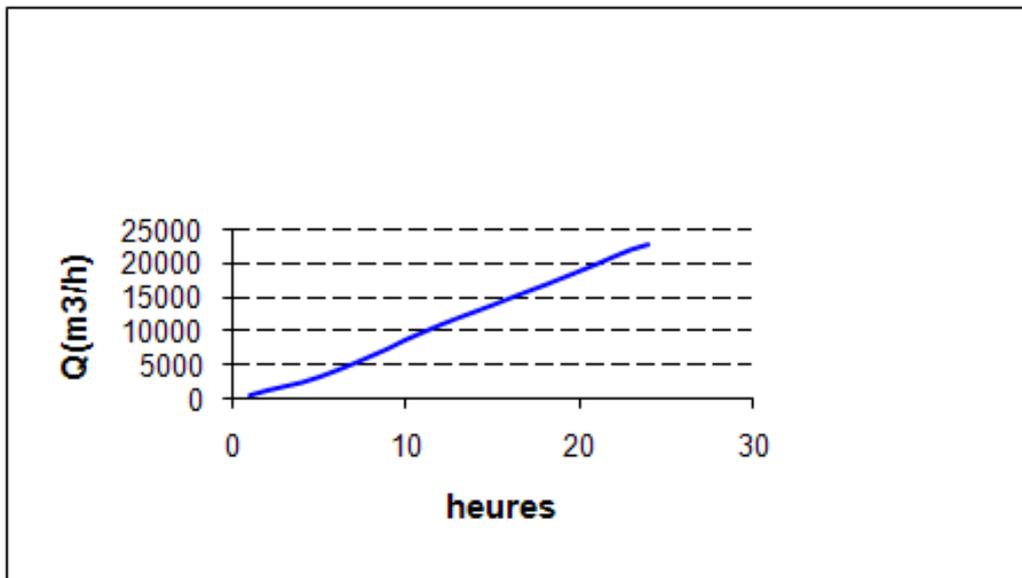


Figure N°II.7 : *Diagramme de la consommation cumulée pour l'année 2015*

II.7 Conclusion

L'objectif de ce chapitre est de définir les besoins en eau potable à l'horizon 2015 pour les villes de Gouraya, Aghbal, Larhat et Damous alimentés à partir de la station de dessalement d'eau de mer d'Oued Sebt (Wilaya de Tipaza).

Dans un premier temps un important travail de collecte de données sur les caractéristiques de la population, de l'activité industrielle et des ressources en eau exploitées, a été réalisé sur place avec l'aide des différentes administrations concernées.

Dans un second temps, une analyse approfondie des documents ainsi rassemblés a pu être faite. Cette analyse a permis de déterminer l'état actuel de l'approvisionnement en eau des villes du projet, les besoins futurs jusqu'à l'horizon 2015.

CHAPITRE III: ADDUCTION

III.1 Introduction

L'acheminement de l'eau pour n'importe quel réseau d'alimentation en eau potable doit avoir une adduction, soit par pompage, soit gravitaire soit mixte.

Notre étude consiste à étudier les voies et moyens, tant sur le plan technique qu'économique, en vu d'acheminer les eaux prélevées de la station de dessalement vers leur lieu d'accumulation.

III.2 Quelques notions simples sur l'adduction

III.2.1 Principe du choix du tracé

L'adduction principale suivra un axe préférentiel le long du littoral, en parallèle avec la RN N°11

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

- Distance la plus courte entre deux points à desservir, mais utilisation préférentielle d'un tracé longeant une voie de circulation existante (éventuellement une piste).
- Eviter le passage par des points hauts nécessitant davantage le pompage.
- Condition, de poses à priori plus faciles en absence d'une topographie plus précise et de données géotechniques.
- Conditions d'accès aisées (travaux, entretien, surveillance).

III.2.2 Implantation des conduites

L'adduction se décompose en deux parties.

a- Liaison (SDEM - Réservoir tampon):

C'est la conduite de refoulement à partir de la SDEM jusqu'au réservoir tampon implanté à la cote 150m sur environ 1Km .Le site choisi pour l'implantation de ce complexe de stockage se trouve au sud de la SDEM sur les hauteurs du douar Oued Sebt dans la foret Marbouk.

A partir de ce complexe de stockage, deux branches (est et ouest) prennent naissance.

b- Liaison (Réservoir tampon – réservoirs d'alimentation)

La conduite gravitaire part du réservoir tampon vers Damous (coté Ouest) longe la RN11 contourne la ville de Gouraya par une route secondaire, traverse deux oueds Kellal et mellah à environ 7 000 et 12 500m.

III.2.3 Choix du type de matériaux

Dans le « gros » diamètre et les pressions supérieures à 10 bars, quatre types de matériaux sont utilisés : acier, béton, fonte et polyester renforcé en fibre de verre (PREV).

Pour les conduites de distribution on peut rajouter le polyéthylène haut densité (PEHD) et le polychlorure de vinyle (PVC).

III.2.3.1 : La fonte ductile

Les caractéristiques mécaniques de la fonte sont remarquables et voisines de celles de l'acier. Avec la fonte ductile les valeurs élevées de la résistance de rupture à la traction et de l'allongement à la rupture entraînent une grande résistance à la pression de l'eau et aux chocs. Par contre la fonte est rarement posée en gros diamètre ($D > 2000\text{mm}$) car sa fabrication est problématique (moules de fonderie difficiles à réaliser) et son type de jonction par emboîtement présente des inconvénients pour des fortes pressions.

Le choix de l'épaisseur de la paroi du tuyau doit tenir compte du critère très important « charges ovalisantes » soit de la hauteur de couverture de la canalisation et des charges roulantes appliquées. Les pressions maximales acceptées par les tuyaux en fonte ductile dépendent de leur épaisseur de paroi normalisée par un coefficient K et peuvent varier en fonction du diamètre nominal de la canalisation.

Il n'y a pas de production locale en Algérie mais des conduites peuvent être fabriquées avec des rythmes soutenus en France, en Chine et au Brésil (entre autres).

III.2.3.2: Les conduites en acier soudé (horizontalement et en hélice)

L'acier a pour avantage sa fabrication aisée et la constitution de stock rapide pour les chantiers. Dans les gammes d'acier de haute résistance, on peut avoir des épaisseurs et donc des poids plus faibles que pour des autres matériaux. Enfin, il existe en longueurs de 12 mètres ce qui facilite d'autant son transport sur de longues distances. En contrepartie, son inconvénient peut résider dans sa relative fragilité vis-à-vis des efforts extérieurs (besoin de surépaisseur sous charges ovalisantes) et aux risques de corrosion sous l'effet d'agents extérieurs. Sur ce dernier point une protection cathodique, qui consiste à faire parcourir la conduite par un courant électrique de très faible puissance, est indispensable et permet de s'affranchir de cet inconvénient.

La pression nominale des tuyaux répond aux valeurs usuelles (PN16, PN25..).

Il existe des fabricants en Algérie essentiellement pour le gaz (pression 80 bars) et le pétrole.

III.2.3.3: Les conduites en béton précontraint à âme en tôle

Les conduites en béton dites « à âme en tôle » sont constituées d'une tôle en acier médiane de faible épaisseur insérée dans une double épaisseur de béton. Le tout est ensuite recouvert d'une nouvelle couche de béton contenant des spires en acier précontraint. La tôle d'acier joue à la fois le rôle d'étanchéité et d'armature, mais ce sont les spires qui assurent la résistance à la pression.

On trouve donc un avantage ici par rapport à la fonte ou à l'acier qui est que les tuyaux peuvent être fabriqués pour la pression exacte à laquelle ils vont être utilisés.

De constitution robuste, c'est un tuyau qui résiste très bien aux agressions diverses (chocs, chimie des sols, des eaux...). Il est par contre difficile à mettre en œuvre et nécessite des délais importants de fabrication et transport, en effet les longueurs ne dépassent pas 6 ou 8 mètres selon les fabricants.

Des usines existent en Algérie mais avec des cadences de fabrication inférieures aux grosses usines nationales ou internationales pour l'acier ou la Fonte.

III.2.3.4: Les conduites en 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.

III.2.3.5 Les conduites en matière plastique 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. Toutefois 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.

Remarque

Sur ce dernier point, c'est évidemment le matériau idéal puisqu'il est à la fois insensible à la plupart des fluides comme à la plupart des types de terrain.

III.2.4 Influence sur le milieu de pose

Les canalisations enterrées subissent de nombreuses sollicitations, parmi lesquelles la corrosivité des terrains et des remblais. On peut distinguer trois types de terrains:

A faible risque (sable; gravier; calcaire)

A risque élevé (marne; argile)

A risque très élevés (gypse; pyrites)

Une étude du terrain notamment par des mesures de résistivité et des analyses du sol permet de renseigner sur sa capacité à entretenir un phénomène de corrosion électrochimique sur le métal. Par définition un sol est d'autant plus corrosif que sa résistivité est faible.

La tenue chimique et la résistance à la corrosion du matériau vis-à-vis des milieux interne à la canalisation est important. Un certain nombre de paramètres sont à prendre en compte : agressivité et composition du sol...

-Les tubes PVC et PRV ont un bon comportement pour limiter la corrosion par électrolyse et peuvent être raccordés sur des éléments d'autre nature sans risque de réaction électrochimique.

-Les canalisations en fonte possèdent dans leur version de base une bonne résistance à la corrosion grâce au revêtement en zinc. Néanmoins la corrosivité des sols doit être prise en compte dans le choix du matériau et de façon à préconiser le cas échéant une protection renforcée par manche en polyéthylène ou par des revêtements spéciaux.

Certains fournisseurs de conduite en fonte recommandent une protection renforcée à partir d'une résistivité inférieure à 2500Ω.cm ou dont le PH est inférieure à 5.5, cette protection doit également être utilisée lorsque circulent des courants vagabonds à proximité des voies ferrées, des installations électriques bénéficiant de protection cathodique.

-les conduites en béton précontraint à âme tôle de part leur propriété, ne nécessitent que très rarement de protection cathodique.

-Les canalisations en acier doivent par contre au même titre que les conduites en fonte être protégées des terrains agressifs et des courants vagabonds occasionnés souterrains.

III.3 Dimensionnement du réseau d'adductions

On remarquera tout d'abord que dans ce chapitre on a utilisé le mot de "conduite de refoulement" et "conduite gravitaire". en effet les conduites gravitaires des transferts sont aussi des conduites fonctionnant sous pression. la différence principale est que les conduites en refoulement sont disposées à l'aval de la station de pompage et sont donc plus sujettes que les conduites gravitaires à des coups de bélier et en tous cas à des sollicitations de variations de pression plus fréquentes.

III.3.1 Détermination du débit nécessaire pour chaque commune

Afin de déterminer le débit nécessaire pour chaque commune on raisonne comme suit:

$$Q_i = (N_i / N_g) \times Q_g$$

Avec :

N_i : Le nombre d'habitants d'une agglomération.

N_g : Le nombre d'habitants de toute la zone d'étude.

Q_g : Le débit de pointe globale.

Tableau N°III.1 : Le débit nécessaire pour chaque commune

Commune	Q (l/s)
Gouraya	134,87
Aghbal	47,93
Larhat	52,07
Damous	121,11

III.3.2 Détermination du débit qui transite vers chaque réservoir

A fin de déterminer le débit qui transite dans chaque réservoir on applique le raisonnement suivant:

$$Q_i = (V_i/V_g) \times Q_g$$

Avec :

V_i : Le volume du réservoir.

V_g : le volume global des réservoirs dans la commune.

Q_g : Le débit de pointe de la commune.

Tableau N°III.2 : Le débit pour chaque réservoir

Communes	V_g (m ³)	V_i (m ³)	Q_g (l/s)	Q_i (l/s)
Gouraya	2125	625	134,87	39,66
		1000		63,46
		500		31,73
Aghbal	750	750	47,93	47,93
Larhat	750	250	52,07	17,35
		500		34,71
Damous	1250	1000	121,12	89,63
		250		28,16

III.3.3 Dimensionnement de la conduite de refoulement

Dans une adduction par refoulement, le captage se situe à un niveau inférieur à celui du réservoir d'accumulation.

Les eaux de captage sont refoulées par une station de pompage dans cette conduite de refoulement

III.3.3.1 Détermination du diamètre économique :

La notion du diamètre économique s'introduit dans le cas d'un écoulement par refoulement (par pompage), ce diamètre peut se calculer par plusieurs formules

1/ Formule de BRESSE :

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

2/ Formule de BONNIN :

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

3/ Formule de MUNIER :

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

Avec :

n : nombre d'heures de pompage.

Q: débit en m³/s.

4/ Formule de VIBERT : (conduites en fonte)

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

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

Avec :

e: prix du kWh d'énergie ;

f : prix de 1kg de fonte en DA.

Remarque :

Puisque ces deux formules (BRESSE, BONNIN) ne prennent que le débit et un coefficient économique (1,5 ou 1) comme paramètres influant sur le diamètre, on ne peut pas les utiliser sans connaître une erreur sur son évaluation.

Donc nous allons utiliser pour le calcul des diamètres économiques la formule suivante :

$$D_{econ} = E \left(\frac{1}{\alpha+m} \right) * Q \left(\frac{B+1}{\alpha+m} \right)$$

Avec :

✓ Q = débit du tronçon [m³/s].

✓ □E = facteur économique, donné par la formule suivante

$$E = 10. M. \Gamma. \gamma$$

Avec :

• Γ= prix du kWh en DA ;

- γ = coefficient de l'irrégularité de la consommation et du régime de travail de la station le pompage

$$\gamma = 1 / K_0 k_j k_H$$

Avec :

k_0 : Coefficient d'augmentation annuelle de la consommation d'eau (1.03-1.04).

k_j : Coefficient de variation journalière de la consommation (1.1-1.3).

k_H : Coefficient de variation horaire de la consommation.

$$\gamma = 1 / (1.03 \times 1.2 \times 1.34) = 0.28$$

$$\gamma = 0.28$$

- M: Facteur tenant compte du matériau de la canalisation :

Tableau N°III.3 : Les valeurs de M

TUYAU	M
Acier	0,92
Fonte	0,43
Amiante ciment	0,24
plastique	0,13

Pour notre cas on a utilisé des conduites en PVC ce qui correspond à un **M=0.13**

- ✓ β : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;
- ✓ m : Exposant tenant compte du type du matériau :

Tableau N°III.4 : Les valeurs de K, m et β

TUYAU	K	M	β
Acier	0,00179 à 0,001735	5,1 à 5,3	1,9 à 2
Fonte	0,00179 à 0,001735	5,1 à 5,3	1,9 à 2
Amiante ciment	0,00118	4,89	1,85
Plastique	0,001052	4,774	1,77

- ✓ α : Coefficient tenant compte du lien : investissement –diamètre ; tel que :

$$C_{\text{const}} = a + b.d^\alpha$$

Avec:

C_{const} : coût de construction de la canalisation ;

a, b : grandeurs dépendant du type du matériau, de la profondeur de pose et du type de sol.

$$C_{\text{const}} - a = b . d^\alpha .$$

$$\text{Log}(C_{\text{const}} - a) = \log b + \alpha \log D$$

Ce qui nous donne le tableau suivant :

Tableau N°III.5 : Les valeurs de α , a et b

TUYAU	α	A	β
Acier	1.4	53	6.9
Fonte	1.95	78	11
A .ciment	1.95	78	11
Plastique	1.95	157	9

Dans notre cas nous avons pris : $\alpha = 1.95$; $\beta = 1.77$; $m = 4,774$.

Ce qui donne :

$$D_{\text{éc}} = E^{0,15} . Q^{0,41}$$

Sachant que le prix d'énergie aux heures de pointe (d'après l'ADE) est de 5,231DA.kwh, on aura :

$$E = 1.9$$

D'où :

$$D_{\text{éc}} = 1,01 . Q^{0,41}$$

III.3.3.2 Détermination des vitesses

Les vitesses admises dans les canalisations ne doivent pas être ni trop faibles face au risque de sédimentation ni trop élevées pour la bonne tenue des conduites, d'une manière générale on constate que les vitesses correspondantes aux diamètres optimums répondent à ces critères.

Vitesse: $0.5 \leq V \leq 2.5$ m/s

$$V = Q/S$$

Avec :

Q:le débit max horaire qui transite dans le tronçon.

S:La section de la conduite.

III.3.3.3 Dimensionnement de la conduite de refoulement (SDEM-RT)

$$D_{éc} = 1,01 \cdot Q^{0.41}$$

$$D_{éc} = 1,01 \times 0.265^{0.41} = 0.586 \text{ m}$$

$$D_n = 600 \text{ mm}$$

La vitesse:

$$V = Q/S$$

$$V = 0.265 / 0.2826 = 0.93 \text{ m/s}$$

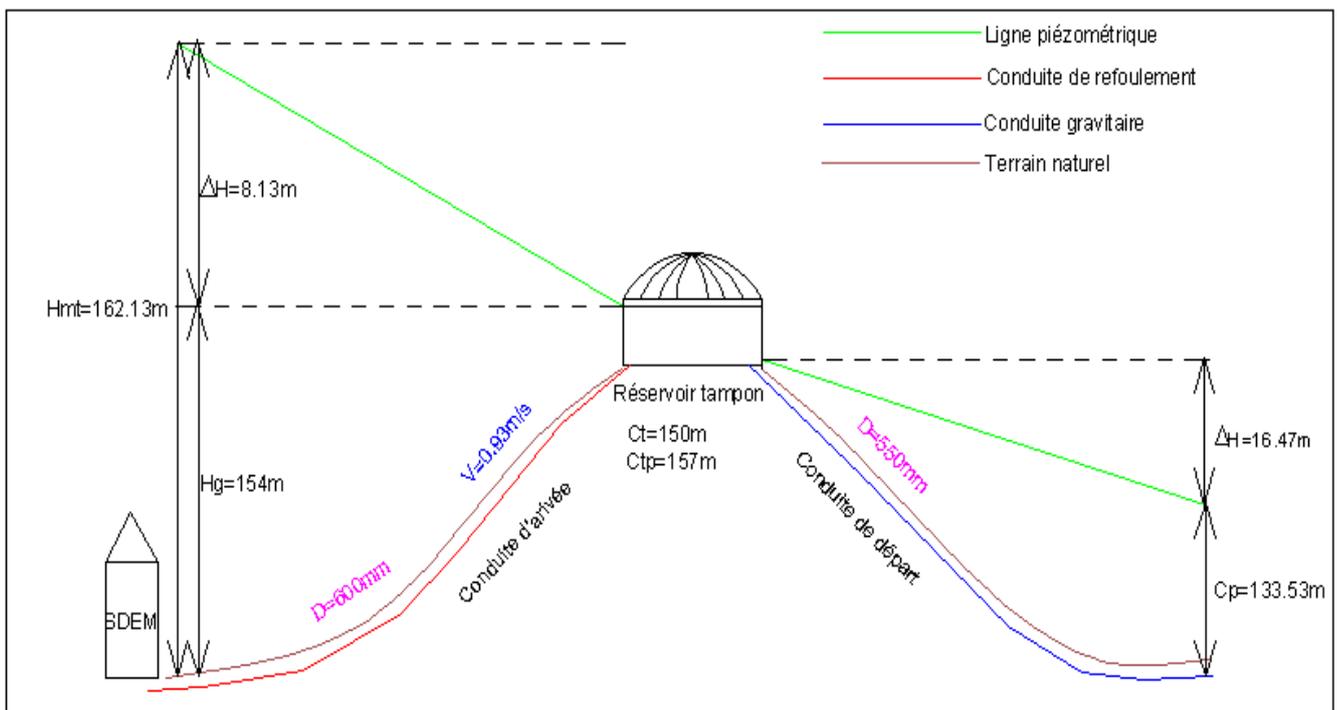


Figure N°III.1 : Profil de la conduite d'arrivée et de départ du réservoir tampon.

III.3.3.4 Dimensionnement de la conduite de refoulement (Point I-Réservoir de $V250m^3$ -Damous)

$$D_{éc} = 1,01 \cdot Q^{0.41}$$

$$D_{éc} = 1,01 \times 0.028^{0.41} = 0.233 \text{ m}$$

$$D_n = 250 \text{ mm}$$

La vitesse:

$$V = Q/S$$

$$V = 0.028 / 0.049 = 0.57 \text{ m/s}$$

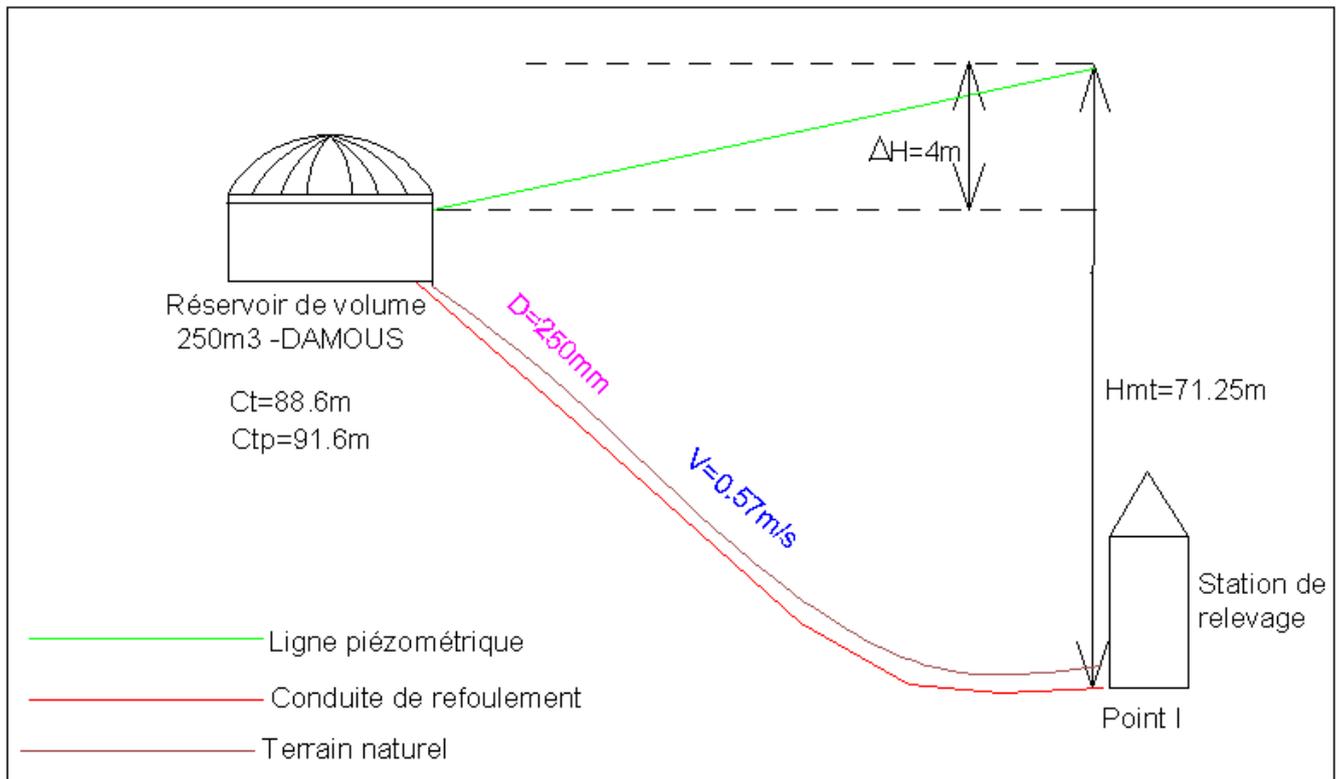


Figure N°III.2 : Profil de la conduite de piquage qui va du point I au réservoir de volume 250m³-Damous.

III.3.3.5 Dimensionnement de la conduite de refoulement (Point J-Réservoir de V750m³- Aghbal)

Vu que la cote du réservoir est assez importante on doit placer une station de pompage, à la cote 125m qui refoulera vers le réservoir de volume 750m³ qui se trouve à Aghbal.

$$D_{éc} = 1,01 \cdot Q^{0.41}$$

$$D_{éc} = 1,01 \times 0.04739^{0.41} = 0.290 \text{ m}$$

$$D_n = 300 \text{ mm}$$

La vitesse:

$$V = Q/S$$

$$V = 0.047 / 0.0706 = 0.68 \text{ m/s}$$

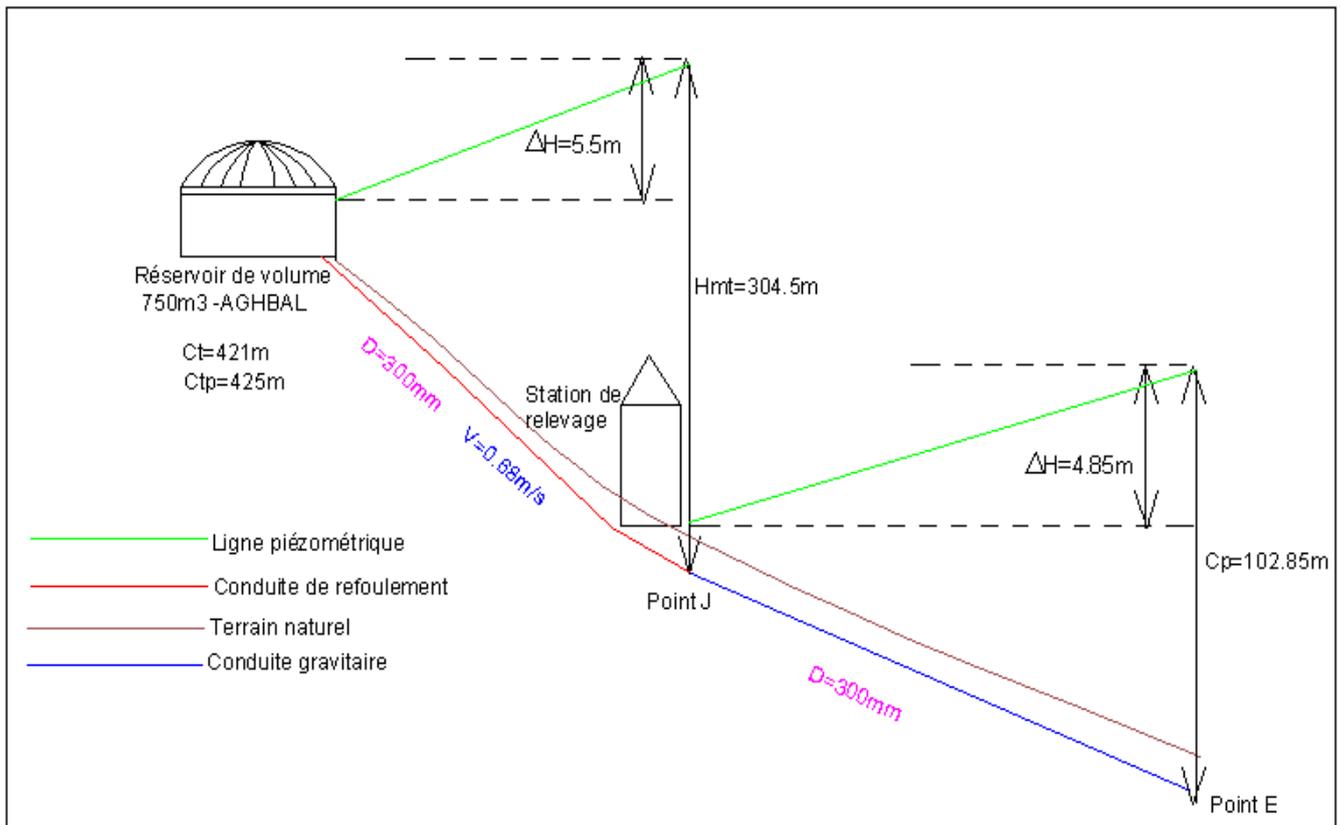


Figure N°III.3 : Profil de la conduite de piquage qui va du point E au réservoir de volume 750m^3 -Aghbal.

III.3.4 Dimensionnement des conduites gravitaires

Dans une adduction gravitaire, le point de captage se situe à une altitude supérieure à celle du réservoir d'alimentation.

L'adduction gravitaire se présente également lorsqu'un réservoir tampon intermédiaire reçoit, dans un premier temps l'eau refoulée par une usine et que, dans un deuxième temps, l'eau se trouve évacuée par graviter jusqu'au réservoir de la ville, situé à un niveau plus bas. Cette deuxième installation correspond au cas rencontré dans notre étude.

III.3.4.1 Dimensionnement des conduites gravitaires (Réservoir tampon-point I)

* Calcul de la charge disponible entre le réservoir Tampon et le point le plus éloigné (point I).

$$H_d = C_{RT} - C_{TE}$$

Avec:

H_d : La charge disponible.

CRT: Cote du radier du réservoir tampon.

CTE: Cote du terrain du point E

$$\Delta H_d = 136 - 45 = 91\text{m}$$

* calcul de la somme des longueurs des tronçons de la ligne principale

$$\sum L_i = 34193 \text{ m}$$

*Détermination du gradient moyen

$$J_{\text{moy}} = \Delta H_d / \sum L_i$$

$$J_{\text{moy}} = 91 / 34193 = 0.00266$$

*Détermination du diamètre

$$J = \Delta H / L = KQ^B / D^m$$

D'où

$$D = \sqrt[m]{\frac{KQ^B}{J}}$$

Sachant que : $K = 0.001052$

$$m = 4.774$$

$$\beta = 1.77$$

Tableau N°III.6: *Diamètres avantageux de la conduite gravitaire*

TRONÇONS		L (M)	Q (L/S)	D (M)	DN (MM)	Δ H (M)	V (M/S)
de	à						
RT1750	A	909	355,99	0,560	550	1,46	1,49
A	B	1849,75	355,99	0,560	550	2,98	1,49
B	C	3151,5	316,32	0,536	550	4,12	1,33
C	D	1221,5	252,85	0,493	500	1,18	1,28
D	E	2805,75	221,12	0,469	450	2,38	1,39
E	F	6437	173,19	0,428	450	3,54	1,08
F	G	471	155,83	0,412	400	0,24	1,24
G	H	10440,5	121,12	0,375	400	3,43	0,96
H	I	470	28,16	0,218	200	0,02	0,89

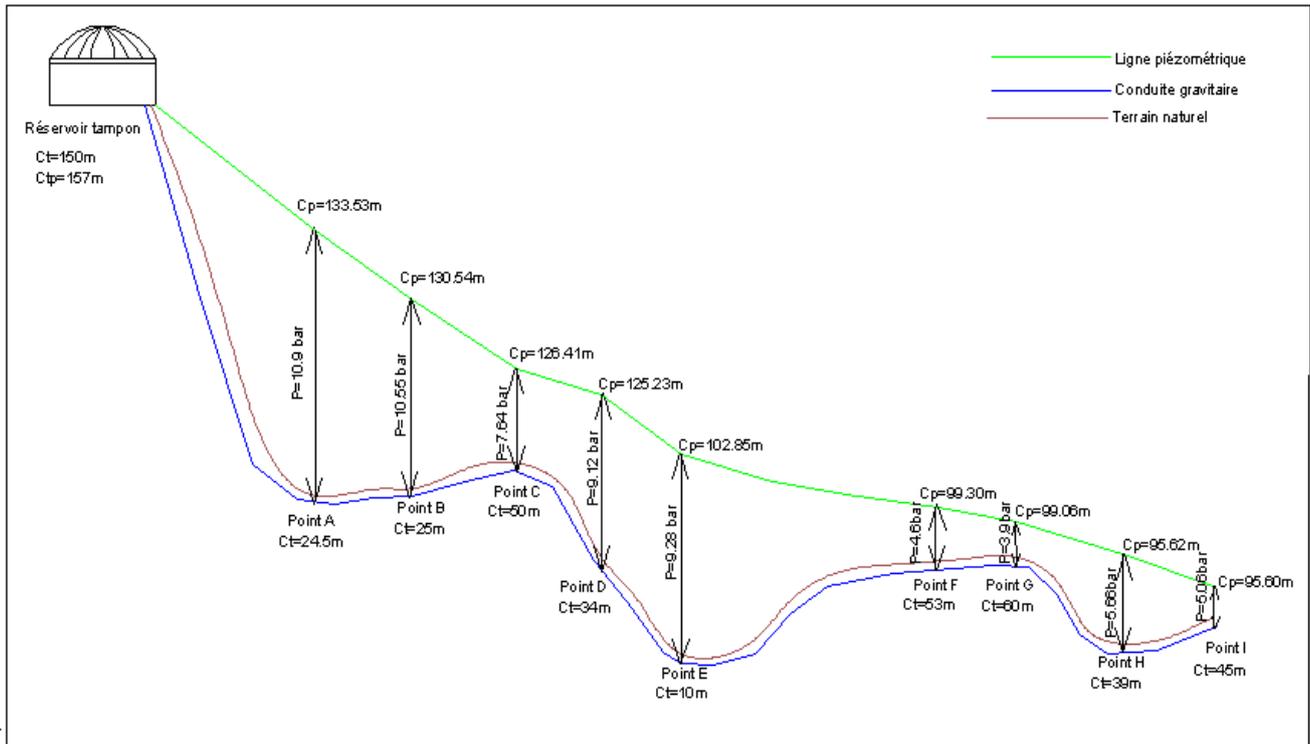


Figure N°III.4 : Profil de la conduite principale.

III.3.4.2 Dimensionnement des conduites de piquage entre la conduite principale et les réservoirs d'alimentations

Les conduites de piquage sont des conduites qui relient la conduite principale aux réservoirs d'alimentations.

$$\Delta H = C_{TP} - C_P$$

Avec :

C_{TP} : Cote du trop plein du réservoir.

C_P : Cote piézométrique.

$$D = \sqrt[m]{\frac{KLQ^\beta}{\Delta H}}$$

Tableau N°III.7: Diamètres avantageux des conduites de piquage

TRONÇONS		L (M)	Q (L/S)	Δ H (M)	D (M)	DN (MM)	V (M/S)
de	à						
B	Réservoir de V 625m ³ (Gouraya)	838,25	36,07	4,54	0,206	250	0,73
C	Réservoir de V 2x500 m ³ (Gouraya)	196	57,71	9,41	0,155	160	2,6
D	Réservoir de V500 m ³ (Gouraya)	455,25	28,85	5,23	0,161	200	0,91
E	Point J	588,25	47,93	4,85	0,209	300	0,67
F	Réservoir de V250 m ³ (Larhat)	293	15,78	26,30	0,084	90	2,489
G	Réservoir De V500 m ³ (Larhat)	153,5	31,56	6,06	0,129	160	1,57
H	Réservoir de V1000 m ³ (Damous)	524,5	89,63	25,625	0,182	200	2,6

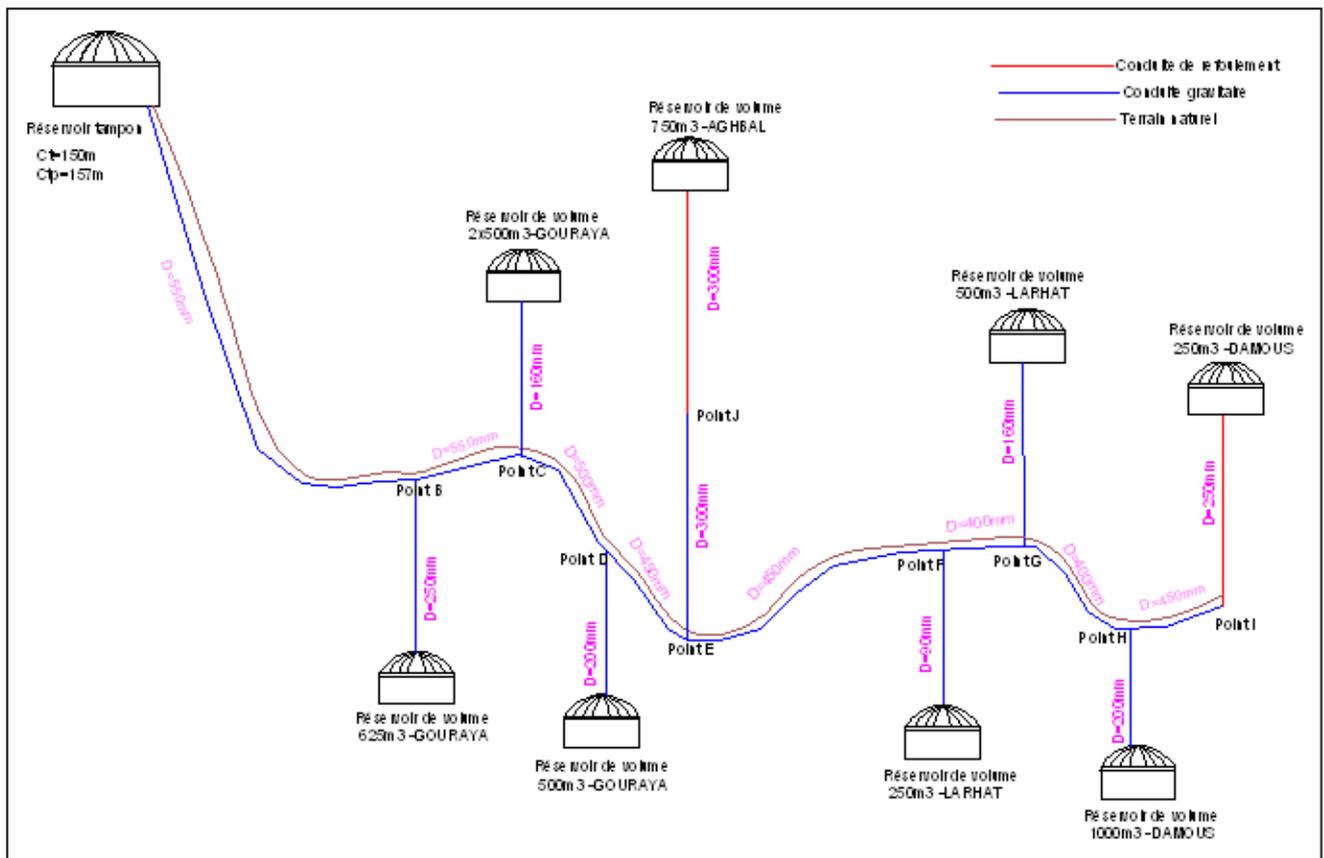


Figure N°III.5 : Schéma simplifié du réseau d'adduction.

III.3.5 Détermination des cotes piézométriques et des pressions au niveau des points de piquage

$$C_{P(i+1)} = C_{pi} + \Delta H_{(i+1-i)}$$

Avec:

$C_{P(i+1)}$: Cote piézométrique au point (i+1).

C_{pi} : Cote piézométrique au point (i).

$\Delta H_{(i+1-i)}$: La perte de charge du point (i+1) au point (i).

$$P = C_p - C_T$$

Avec:

P : Pression.

C_p : cote piézométrique

C_T : cote du terrain.

Tableau N°III.8 : Détermination des cotes piézométriques et des pressions

NOEUD	CT (M)	CP (M)	P (M)	P (BAR)
A	24,5	133,53	109,03	10,90
B	25	130,54	105,54	10,55
C	50	126,41	76,41	7,641
D	34	125,23	91,23	9,12
E	10	102,85	92,85	9,28
F	53	99,30	46,30	4,63
G	60	99,06	39,06	3,90
H	39	95,62	56,62	5,66
I	45	95,60	50,60	5,06

Remarque:

On remarque que la pression est élevée au point A et B du à la dénivelé importante du réservoir tampon. Cette pression est indispensable pour assurer un écoulement gravitaire jusqu'a l'aval de la conduite.

III.4 Détermination de la hauteur manométrique des pompes

III.4.1 Station de relevage N°1 (SDEM-Réservoir tampon)

$$HMT = H_g + \Delta H$$

Avec :

H_g : Hauteur géométrique

ΔH : Perte de charge entre la SDEM et le RT

$$H_g = C_{TP} - C_{T.SDEM}$$

Avec :

C_{TP} : Cote du trop plein du réservoir tampon.

$C_{T.SDEM}$: Cote du terrain de la station de dessalement d'eau de mer.

$$\Delta H = 1.1KLQ^B/D^m$$

A.N

$$HMT = (157-3)+8.13=162.13m$$

$$HMT=162.13m$$

III.4.2 Station de relevage N°2 (PointJ –Réservoir de V750 m³ d'Aghbal)

$$HMT = H_g + \Delta H$$

Avec :

ΔH : Perte de charge entre le point J et la cote du trop plein du réservoir de volume 750m³ d'Aghbal

H_g : Hauteur géométrique

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

Avec :

C_{TP} : Cote du trop plein du réservoir 750m³(Aghbal).

$C_{T.J}$: Cote piézométrique du point J.

$$\Delta H = 1.1KLQ^B/D^m$$

A.N

$$HMT = (425-130)+5.5=304.5m$$

$$HMT=304.5m$$

III.4.3 Station de relevage 3 (point I –Réservoir de V250 m³ de Damous)

$$HMT = H_g + \Delta H$$

Avec :

ΔH : Perte de charge entre le point I et la cote du trop plein du réservoir de volume 250m³ de Damous.

H_g : Hauteur géométrique

$$H_g = C_{TP} - C_T.$$

Avec :

C_{TP} : Cote du trop plein du réservoir 250m³ (Damous).

$C_{T.I}$: Cote piézométrique du point I.

$$\Delta H = 1.1KLQ^B/D^m$$

A.N

$$HMT = (115-45)+1.25=71.25m$$

$$HMT=71.25m$$

III.5 Conclusion

A travers ce chapitre nous avons pu faire le dimensionnement de notre réseau d'adduction, nous avons opté pour un réseau mixte (refoulement - gravitaire) qui répond à la marge souhaitée. Pour les vitesses nous avons obtenu des valeurs qui se situent entre 0.5 à 2.6 m/s et cela pour éviter l'accumulation des dépôts.

Le tracé présente quelques obstacles naturels importants parmi les oueds existants, Ces traversées seront réalisées en parallèle avec le niveau du pont.

Les autres obstacles à traverser sont plutôt d'ordre artificiel, notamment les infrastructures telles que les routes.

CHAPITRE IV : RESERVOIR D'ALIMENTATION

IV.1 Introduction

Dans la cadre de notre projet d'adduction, les réservoirs de stockage représentent un élément indispensable pour l'acheminement de l'eau recueilli à la sortie de la station de dessalement vers les consommateurs. 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.

IV.2 Le rôle des réservoirs

Les réservoirs d'eau potable assurent des fonctions générales multiples et de nature à la fois technique et économique

a- Fonction technique

-Régulation du débit: Le réservoir est un ouvrage régulateur de débit, il permet d'adapter la production à la consommation.

-Sécurité d'approvisionnement: Le réservoir assure une fonction de sécurité d'approvisionnement dans l'éventualité d'un incident sur les équipements d'alimentation du réseau de distribution (pollution, rupture d'une canalisation, interruption de l'alimentation en énergie)

-Régulation de la pression: Le réservoir est un régulateur de pression puisque sa charge conditionne la perte de charge sur le réseau.

-Simplification de l'exploitation en permettant l'arrêt pour l'entretien ou réparation de certaines installations.

-Réacteur participant au traitement:les réservoirs disposés à l'aval immédiat d'une station de traitement en assurant un temps de contact suffisant entre l'agent désinfectant et l'eau, garantissant une désinfection adéquate de celle avant la distribution.

b- Fonction économique

-Réduction des investissements sur le réseau de distribution:Les réservoirs peuvent conduire à des économies significatives sur les investissements à réaliser sur le réseau de distribution, en réduisant le diamètre des canalisations maîtresses (réservoir d'équilibre).

-Réduction des dépenses d'énergie:Les réservoirs permettent de privilégier le pompage pendant les heures de plus faible coût de l'énergie.

IV.3 Classification des réservoirs

Les réservoirs sont classés selon les critères suivants:

D'après la nature des matériaux, on distingue :

- Réservoirs métalliques

- Réservoirs en maçonnerie
- Réservoirs en béton armé
- Réservoirs en plastique

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

- Réservoirs enterrés
- Réservoirs semi enterrés
- Réservoirs surélevés
- même niveau sur sol

D'après la forme de la cuve

- Réservoirs carrés.
- Réservoirs circulaires.
- Réservoirs rectangulaires.

D'après la nature du liquide:

- Réservoirs d'eau
- Réservoirs à hydrocarbure (pétrole, essence)

D'après le mode de couverture:

- Réservoirs non couverts.
- Réservoirs couverts.

D'après des considérations esthétiques, ils peuvent :

- Soit affirmer les fonctions de l'ouvrage.
- Soit s'intégrer au paysage.

IV.4 Détermination analytique du volume des réservoirs d'alimentation

Pour assurer leur rôle, les réservoirs doivent avoir une capacité suffisante.

La capacité du réservoir doit être estimée en tenant compte des variations des débits à l'entrée comme à la sortie ; c'est-à-dire d'une part du mode d'exploitation des ouvrages situés en amont et d'autre part de la variation de la demande. Le plus souvent, la capacité est calculée pour satisfaire aux variations journalières du débit de consommation en tenant compte bien entendu du jour de plus forte consommation et de la réserve d'eau destinée à l'incendie. Il est possible de réduire leur capacité en calculant le volume minimum pour assurer la continuité de la distribution. A la limite, le réservoir peut servir de simple régulateur de pression en fonction du rythme d'enclenchement de la pompe.

Pour notre projet et pour déterminer la capacité du réservoir on utilise la méthode analytique.

Le volume de régulation est calculé par la formule :

$$V_r = P_{\max} \cdot Q_{\max,j} \quad (m^3)$$

Avec:

V_r : volume de régulation de réservoir.

P_{\max} : résidu maximal en %.

$Q_{max,j}$: débit maximum journalier entrant dans le réservoir (m³/j).

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

$$V_t = V_r + V_i$$

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

Tableau N°IV.1: Détermination de la capacité des réservoirs (toute la zone d'étude)

Heures	Consommation	Apport	eau stockée	eau distribuée	Capacité horaire
(h)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)
0-1	3	4,166	1,166	-	2,033
1-2	3,2	4,166	0,966	-	3
2-3	2,5	4,166	1,666	-	4,666
3-4	2,6	4,166	1,566	-	6,233
4-5	3,5	4,166	0,666	-	6,9
5-6	4,1	4,166	0,066	-	6,966
6-7	4,5	4,166	-	0,333	6,633
7-8	4,9	4,166	-	0,733	5,9
8-9	4,9	4,166	-	0,733	5,166
9-10	5,6	4,166	-	1,433	3,733
10-11	4,8	4,166	-	0,633	3,1
11-12	4,7	4,166	-	0,533	2,566
12-13	4,4	4,166	-	0,233	2,333
13-14	4,1	4,166	0,066	-	2,4
14-15	4,2	4,166	-	0,033	2,366
15-16	4,4	4,166	-	0,233	2,133
16-17	4,3	4,166	-	0,133	2
17-18	4,1	4,166	0,066	-	2,066
18-19	4,5	4,166	-	0,333	1,733
19-20	4,5	4,166	-	0,333	1,4
20-21	4,5	4,166	-	0,333	1,066
21-22	4,8	4,166	-	0,633	0,433
22-23	4,6	4,166	-	0,433	0
23-24	3,3	4,166	0,866	-	0,866
	100	100			

Le volume global des réservoirs pour les quatre communes sera :

$$V_g = (6.966 \times 20811,11) / 100 = 1449.7 \text{ m}^3$$

$$V_g = 1449.7 \text{ m}^3$$

A fin de déterminer le volume nécessaire pour chaque commune on applique le raisonnement suivant:

$$V_i = (N_i / N_g) \times V_g + V_i$$

Avec:

V_i : le volume total nécessaire de réservoir pour une agglomération.

V_g : Le volume total pour toute la zone d'étude.

N_i : Le nombre d'habitants d'une agglomération.

N_g : Le nombre d'habitants de toute la zone d'étude.

a- Détermination du volume global nécessaire pour la commune de Gouraya:

$$V_{\text{Gouraya}} = (25271 / 66702) \times 1449.7 + 120 = 669 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{Gouraya}} = 669 \text{ m}^3$$

b- Détermination du volume global nécessaire pour la commune de Aghbal:

$$V_{\text{Aghbal}} = (8981 / 66702) \times 2351.65 + 120 = 315 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{Aghbal}} = 315 \text{ m}^3$$

c- Détermination du volume global nécessaire pour la commune de Larhat:

$$V_{\text{Larhat}} = (9757 / 66702) \times 2351.65 + 120 = 332 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{Larhat}} = 332 \text{ m}^3$$

d- Détermination du volume global nécessaire pour la commune de Damous:

$$V_{\text{Damous}} = (22693 / 66702) \times 2351.65 + 120 = 613 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{Damous}} = 613 \text{ m}^3$$

Tableau N° IV.2: Comparaison des volumes existants et calculés.

Commune	V existant m ³	V nécessaire m ³
Gouraya	2125	669
Aghbal	750	315
Larhat	750	332
Damous	1250	613
Total	4875	1929

Remarque:

Les communes de Gouraya, Aghbal, Larhat et Damous ont un volume nécessaire existant donc aucun réservoir ne sera projeté (notre travail a consisté en une simple vérification).

IV.5 Dimensionnement du réservoir tampon

Définition: Le réservoir tampon est un réservoir de régulation son but principal est d'assurer en premier lieu la commande automatique des groupes de la station de pompage, il permet aussi de garantir un volume ou une réserve de sécurité pour la mise en charge de la conduite gravitaire.

IV.5.1 Détermination analytique du volume du réservoir tampon

Le volume du réservoir tampon est donné par la formule suivante :

$$V=Q_0T/2$$

Avec:

Q_0 :le débit transité dans la conduite.

T :le temps de fermeture linéaire totale du robinet-vanne.

$$T=\sum V_i/\sum Q_i$$

Avec:

$\sum V_i$:La somme des volumes des réservoirs.

$\sum Q_i$:La somme des débits de pointe.

$$T=4875/1165.422=4.18h$$

$$T=4.18h$$

$$V=867.13 \times 4.18 / 2 = 1812.3m$$

Vu que le réservoir projeté devrait avoir un volume normalisé, le réservoir tampon aura un volume de :

$$V=2000m^3$$

IV.5.2 Définition de la géométrie du réservoir tampon de volume 2000m³ :

Le dimensionnement du réservoir circulaire de contenance 2000m³ se fera sur la base des formules empiriques de *Fonlladosa* (mai 1937) permettant de dimensionner à priori un réservoir.

Ainsi :

***Le diamètre de la cuve est :**

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

$$D = 1,405 \sqrt[3]{2000} = 17.7m$$

$$D=18m$$

***La hauteur de la cuve est**

$$H=V/S$$

$$H=2000/(\pi D^2/4)=7.8\text{m}$$

$$H=7.8\text{m}$$

IV.6 Emplacement du réservoir tampon

Il faut, évidemment que l'emplacement choisi pour édifier le réservoir soit compatible avec l'un des rôles qu'il doit jouer, c'est-à-dire donner aux abonnés une pression suffisante au moment de la pointe.

En conséquence, on doit toujours tenir compte des considérations suivantes :

- pour des raisons d'économie, il est préférable que le remplissage du réservoir se fasse par gravité, ce qui implique qu'on puisse le placer à un niveau bas par rapport au réservoir tampon.
- l'alimentation du réseau de distribution doit se faire par gravité, le réservoir doit être construit à un niveau supérieur à celui de l'agglomération. .
- lorsque plusieurs réservoirs sont nécessaires, on doit les implanter de préférence soit en extrémité du réseau soit à proximité du centre important de consommation;
- l'emplacement du réservoir doit être aussi choisi de telle façon à pouvoir satisfaire les abonnés avec une pression suffisante.
- la cote du radier doit être supérieure à la plus haute cote piézométrique exigé dans le réseau ce qui est respecté dans nos ville.

Remarque

Après une longue série de calcul faite dans le chapitre précédant on a déduit que notre réservoir devra être placé à une cote 151m (cote du terrain).

IV.7 Choix du réservoir

Ce sera bien entendu une question d'espèce 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

Remarque

Pour le réservoir tampon qu'on devra projeter on opte pour un réservoir semis enterré d'une profondeur de 1m, avec une cote de radier de 150m

IV.8 Les équipements du réservoir

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

IV.8. 1 Conduite d'arrivée ou d'alimentation

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

Cette conduite peut être installée de plusieurs manières:

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

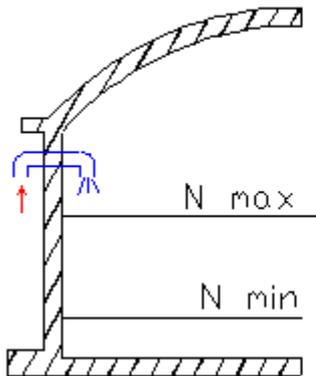


Figure N°IV.1: Arrivée par surverse
(Chute libre)

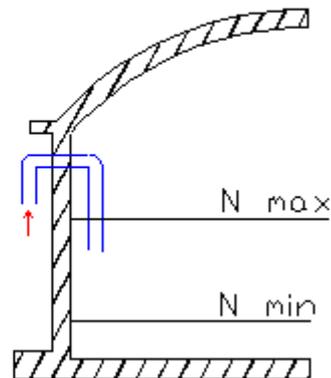


Figure NIV.2: Arrivée par suverse
(Noyée)

b- Par dessous: soit par le bas à travers les parois du réservoir soit par le fond à travers le radier.

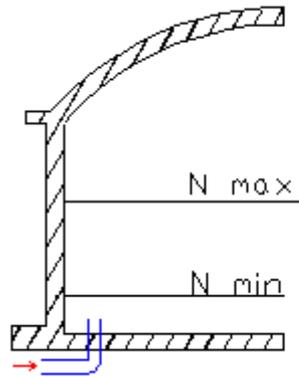


Figure N°IV.3: Arrivée par dessous
(Par le fond)

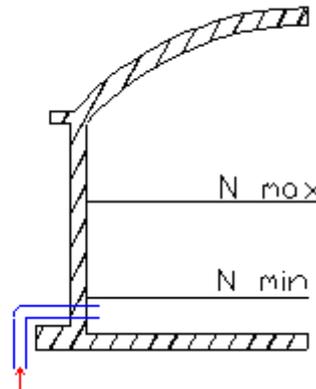


Figure NIV.4: Arrivée par dessous
(Par le bas)

Remarque

Pour notre réservoir tampon on opte pour une arrivée de la conduite par le fond car elle permet le renouvellement de la réserve d'incendie par mélange en créant des perturbations et un écoulement en rouleau et évite l'entartrage de notre réseau.

La conduite d'arrivée doit toujours être à l'opposé de la conduite de départ pour provoquer le brassage et permettre le renouvellement d'eau par mélange en créant des perturbations et un écoulement par rouleaux.

IV.8.2 Conduite de départ ou de distribution

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

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

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

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

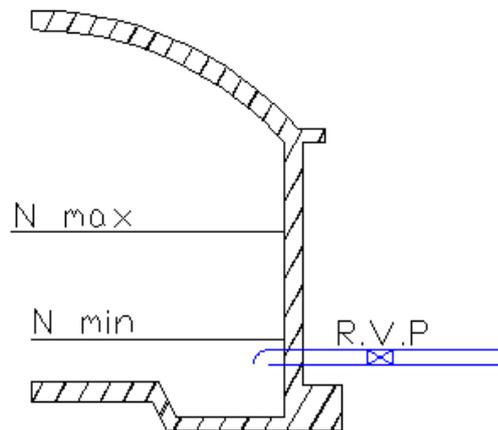


Figure N°IV.5: Conduite de départ

IV.8.3 Conduite de trop-plein

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

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

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

IV.8.4 Conduite de vidange

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

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.

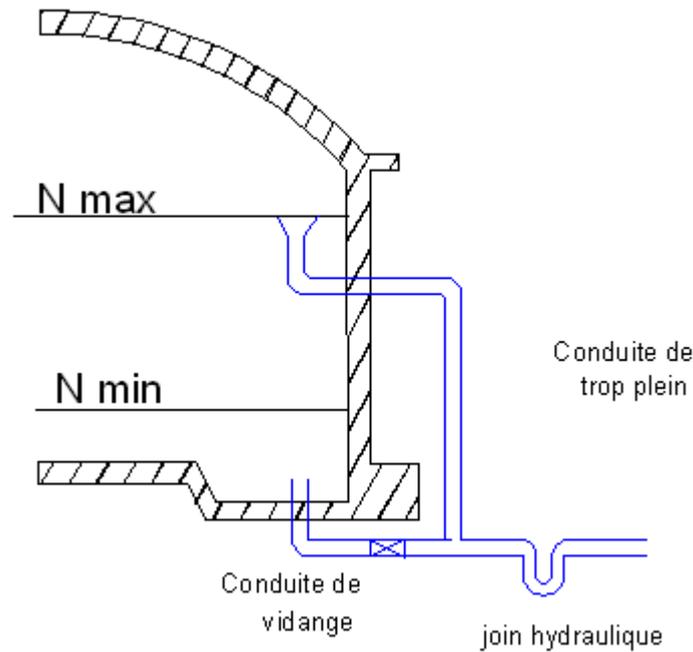


Figure N°IV.6: *Conduite de vidange et de trop plein*

IV.8.5 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).

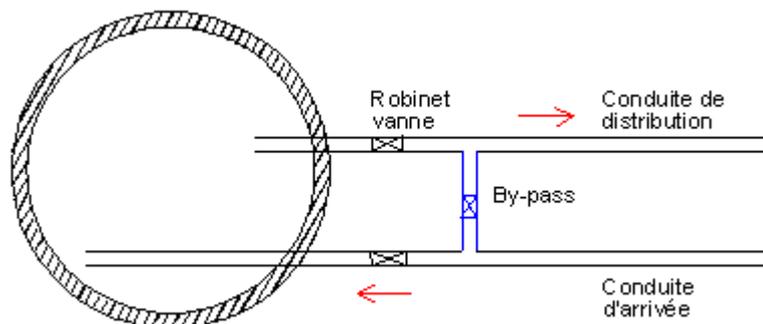


Figure N°IV.7: *Conduite by-pass*

IV.8. 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.

IV.8. 7 Système automatisé:

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

IV.9 Conclusion

La détermination de la capacité des réservoirs d'alimentation nous permet de savoir s'il y a intérêt de projeter un réservoir ou non, selon notre calcul nous avons trouvé un volume de 1929 m^3 inférieur à la capacité des réservoirs existants qui est de capacité 4875 m^3 , donc aucun réservoir ne sera projeté.

Néanmoins un réservoir tampon de capacité 2000 m^3 devra être projeté afin d'assurer un écoulement gravitaire dans certaine partie de l'adduction.

CHAPITRE V : DIAGNOSTIC ET REHABILITATION DES RESERVOIRS

V.1 Introduction

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

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

Dans ce travail nous proposons une démarche à suivre pour le diagnostic, le renforcement, et la réhabilitation des réservoirs en béton armé.

V.2 Objectifs

Le but général de ce travail est de proposer une méthodologie d'expertise des réservoirs de stockage d'eau potable réalisés en béton armé qui consistent à :

- contribuer au maintien des ouvrages vitaux par les techniques de réhabilitation.
- contribuer au développement des méthodes et modèles de réparation et de renforcement.

V.3 Caractérisation du terme "étanchéité" et classification réglementaire :

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

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

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

Les normes et règlements donnent des limites de fuites tolérées, le constat contradictoire se fera au plus tôt 10 jours après la fin du remplissage, Les pertes ne doivent pas dépasser une valeur moyenne de 500 cm^3 par mètre carré de paroi mouillée et par jour pour un réservoir sans revêtement, et 250 cm^3 pour un réservoir muni d'un revêtement d'imperméabilisation ou

d'étanchéité. Cette condition peut être considérée comme remplie, si l'on ne constate pas de fuite apparente

V.4 Diagnostic des ouvrages

Le diagnostic a été effectué sur les principaux ouvrages de stockage sur lesquels la conduite projetée venant de la station de dessalement Oued Sebt sera raccordée.

Le diagnostic a montré que :

- Sur 08 réservoirs on a constaté que 04 réservoirs sont en mauvais état nécessitant des travaux de réhabilitation.
- Pratiquement, tous les réservoirs sont semi enterrés de forme circulaire (sauf le réservoir 250 m³ de Damous en forme rectangulaire).
- Tous les réservoirs sont réalisés en béton armé, possédant des chambres de vannes accessibles pour abriter les équipements sur les conduites de départ et d'arrivée.
- Il y a assez d'espace pour réaliser d'autres réservoirs à côté de l'existant.
- La plus part des réservoirs sont couverts de couche de peinture de couleur bleue et blanche.

V.4.1 Les ouvrages situés dans la commune de Gouraya

Le tableau ci-après et le reportage photographique décrit l'état des ouvrages expertisés.

Tableau N°V.1: *L'état actuel des réservoirs de la commune de Gouraya.*

N°	Emplacement	Ouvrages	Anomalies
1	Gouraya (Irouanou)	Deux réservoirs de 2x500m ³ semis enterré C _R =123.5m	-Pas d'aménagement autour des réservoirs. -fuites d'eau à travers le voile en béton armé du réservoir malgré les travaux de réhabilitation. - décollement du revêtement.
2	Gouraya (Bois sacré)	Réservoir 500m ³ à la surface du sol C _R =132m	-bon état.
3	Gouraya (Berbouk)	Réservoir 625m ³ à la surface du sol C _R =380m	- présence des fuites d'eau à travers le voile en béton armé du réservoir. - désagrégation de la structure,



Figure N°V.1: Conduite d'arrivée du réservoir 500m³ de Gouraya
(Bois sacré)



Figure N°V.2: Fuite à travers les parois du réservoir de 625m³ de Gouraya
(Berbouk)

V.4.2 Les ouvrages situés dans la commune de Larhat

Tableau N°V.2: L'état actuel des réservoirs de la commune de Larhat.

N°	Emplacement	Ouvrages	Anomalies
1	Larhat (Chef lieu)	Réservoirs 500m ³ circulaire semis enterré C _R =135.3m	-en mauvais état présence des fuites d'eau à travers le voile en béton armé du réservoir
2	Larhat (Chef lieu)	Réservoir 250m ³ en béton armé circulaire a la surface du sol C _R =103m	-bon état.



Figure N°V.3: Réservoir de 500m³ dans la commune de Larhat

V.4.3 Les ouvrages situés dans la commune d'Aghbal

Tableau N°V.3: L'état actuel des réservoirs de la commune d'Aghbal.

N°	Emplacement	Ouvrages	Anomalies
1	Aghbal (Chef lieu)	Réservoir 750m ³ en béton armé circulaire semis enterré C _R =422.2m	- décollement du revêtement - ouverture des joints,



Figure N°V.4: Réservoir de 750m³ dans la commune d'Aghbal.

Remarque :

Dans ce réservoir on remarque que la conduite d'arrivée a été placée après la construction du réservoir ce qui est une énorme erreur car le réservoir ne doit jamais être percé après sa construction cela peut provoquer des fissures au niveau du branchement.

V.4.4 Les ouvrages situés dans la commune de Damous

Tableau N°V.4: L'état actuel des réservoirs de la commune de Damous

N°	EMPLACEMENT	OUVRAGES	ANOMALIES
1	Damous (Hamidia)	Réservoirs 1000m ³ circulaire semis enterré C _R =82m	-Bon état, il a été réhabilité récemment.
2	Damous (Chef lieu)	Réservoir 250m ³ a la surface du sol C _R =115m	- désagrégation de la structure. - décollement du revêtement.



Figure N°V.5: Réservoir de 250m³ dans la commune de Damous.

Remarque

On remarque des fuites à travers les parois du à la construction d'un autre ouvrage qui touche les parois du réservoir



Figure N°V.6: Réservoir de 1000m³ dans la commune de Damous.

Tableau N°V.5: les causes des désordres rencontrés.

CAUSES	POURCENTAGE
Ouvrages non achevés	5
Joint water stop mal réalisé	32
Défaut d'entretien périodique	95
Ouvrage mal conçu	7
Eclatement de la couche d'enrobage	21
Vieillessement normal de l'ouvrage	37
Mauvaise étanchéité de la cuve	67
Défaut de reprise de bétonnage	33

Remarque

Il en ressort de ce diagnostic que, outre les infrastructures récemment réhabilitées, les infrastructures existantes nécessitent une réhabilitation. On remarque pratiquement les mêmes anomalies sur l'ensemble des ouvrages.

V.5 Réhabilitation des réservoirs

V.5.1 Moyens de protection contre les fuites

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

Les procédés généralement utilisés sont les suivants:

- Exécution d'un enduit de ciment à l'intérieur des parois, le réservoir devra rester assez longtemps hors service.
- Application interne par un revêtement plastique ou en bitume armé, ces travaux nécessitent beaucoup de soins.
- Injection des coulis de ciment ou d'un mélange à base résine au niveau des fissures sous une pression de 10 à 14 bars.

*Il faut également mentionner qu'on peut avoir recours à la construction d'un nouveau réservoir dans quelques cas particuliers (cuve très gravement détériorée, réaménagement du réseau de distribution).

V.5.2 Potabilité et exigences techniques sur les produits utilisés :

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

Ces produits doivent donc :

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

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

- une bonne adhérence au support,
- une résistance mécanique au moins égale à celle du support,
- une imperméabilité à l'eau, même en faible épaisseur,
- un module d'élasticité équivalent à celui du support (enduits, ragréages, colmatages), ou au contraire bien supérieur (pontages, revêtements souples),
- un coefficient de dilatation équivalent à celui du support,
- pas d'altération par les agents extérieurs (eau, condensation, sous-pression),
- une bonne tenue dans le temps,
- pas de réaction parasite au contact de l'eau et des supports.

V.5.3 Désinfection et nettoyage des réservoirs

La désinfection est un moyen simple de protéger les usagers et le réseau des contaminations bactériologiques. Le nettoyage permet le retour à une situation normale.

a- Désinfection manuelle de l'eau du réservoir:

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

*Procéder à la désinfection de préférence la nuit ou tôt le matin.

b- Nettoyage du réservoir :

- 1- Vérifier l'état de l'ouvrage en réparant si nécessaire l'étanchéité périphérique et éliminer tous les éléments grossiers qui auraient pu pénétrer dans les ouvrages.

2- Pomper l'eau de l'ouvrage, les eaux sont soit rejetées au milieu naturel, soit introduites dans le réseau de distribution. Dans ce cas on doit informer les utilisateurs sur la non potabilité de l'eau.

3- Nettoyer et désinfecter :

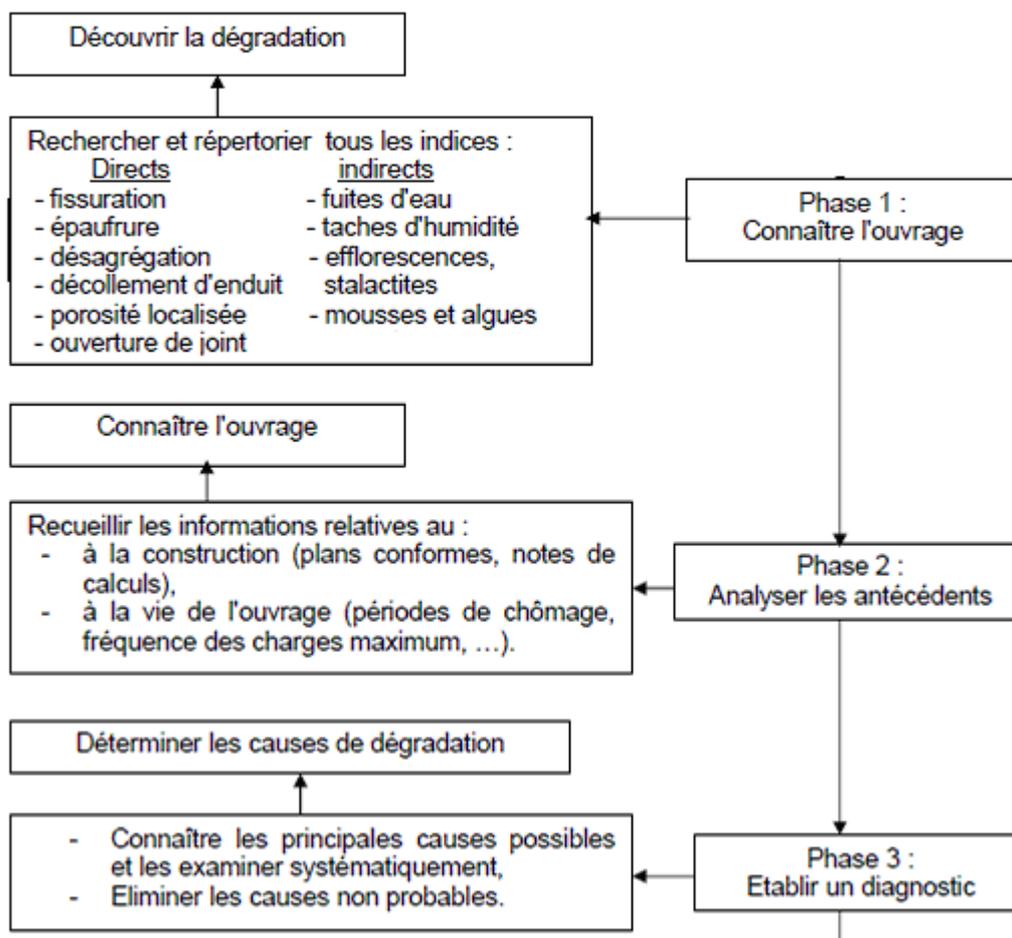
- débarrasser les parois de leurs corps étrangers par brossage, jet haute pression...
- nettoyer et désinfecté à l'aide d'une solution désinfectante.

4- Rincer : Un rinçage abondant avec une eau claire doit suivre la désinfection. La solution Désinfectante doit impérativement être neutralisée avant le rejet par une dilution de sa concentration.

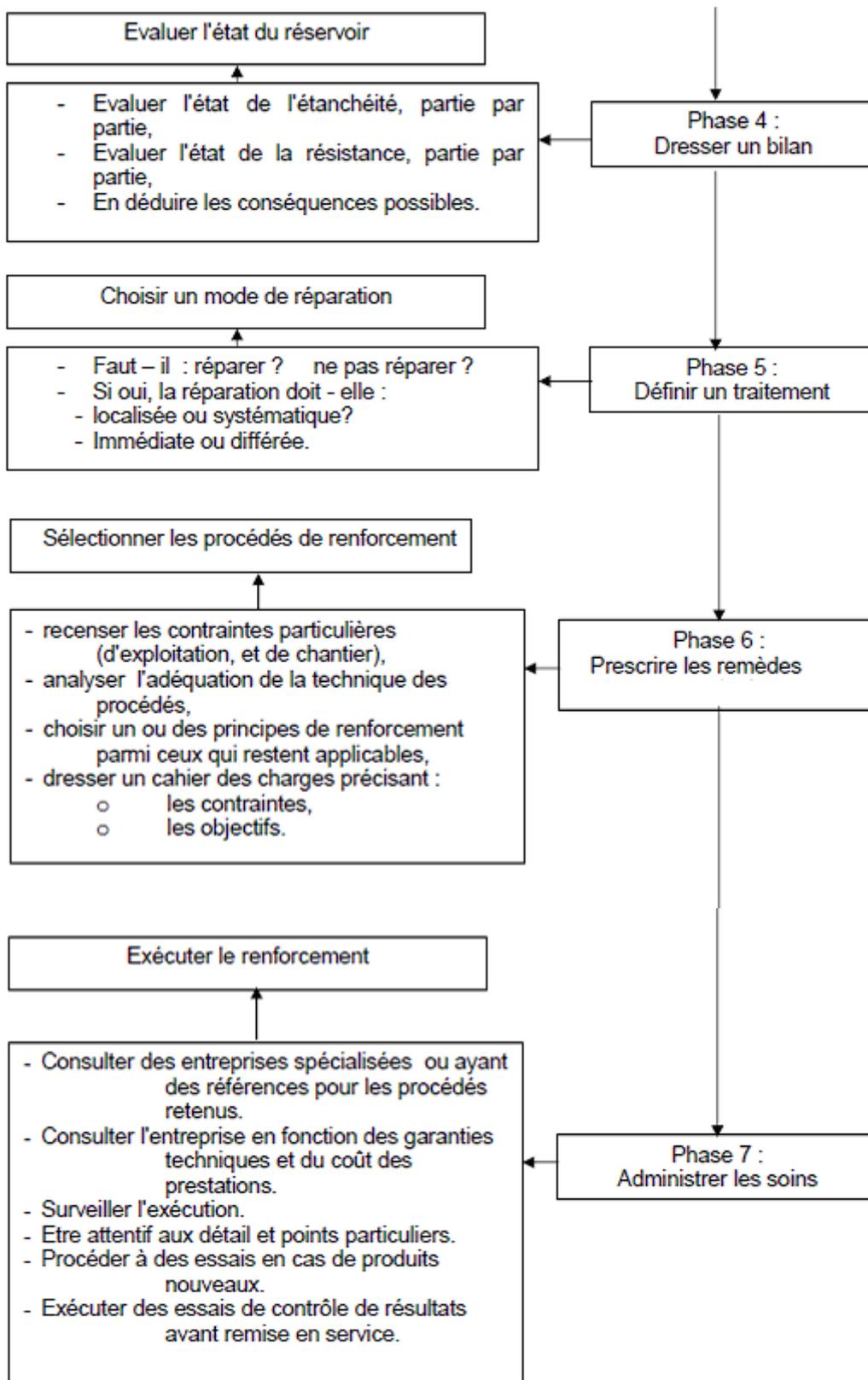
5- Contrôler : Après cette opération, faire vérifier, dans les 24 heures, la qualité de l'eau par un laboratoire agréé

V.6 Analyse des défauts d'étanchéité et choix des procédés de réparation

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



Suite:



V.7 Quelques recommandations pour le bon fonctionnement du réservoir

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

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

V.8 Conclusion

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

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

La majorité des ouvrages expertisés ont mérité la reprise de l'étanchéité intérieure de la cuve et des travaux de réfection et de réhabilitation. Cette solution en taux élevé est justifiée par le mauvais état d'étanchéité des ouvrages inspectés.

CHAPITRE VI : POMPE ET STATION DE POMPAGE

VI.1 Introduction

L'identification d'une pompe est de déterminer ses caractéristiques à savoir le débit refoulé, la hauteur d'élévation, la puissance absorbée et le rendement. Ces caractéristiques, sont fournies par le constructeur.

Dans ce travail on va supposer plusieurs variantes de nombre de pompe, et en fonction des résultats on va choisir le nombre de pompes qui convient le mieux pour chaque station .par la suite on va déterminer le mode de réglage le plus optimal afin d'adapter le débit de la pompe à celui demandé.

VI.2 Fonctionnement de la pompe:

La pompe est destinée à transformer l'énergie donnée par le moteur d'entraînement en énergie hydraulique en projetant de l'eau en périphérie et par la suite un écoulement continu de la veine liquide.

VI.3 Les différents types de pompes centrifuges

Il existe une série de pompes centrifuges. On peut les classer suivant plusieurs manières ; en tenant compte notamment :

- Du nombre de roues.
- De la forme des aubes de la roue.
- De la vitesse spécifique.
- De la direction de l'axe.
- De la position de pompe par rapport au niveau à l'aspiration.

On note aussi :

La classification en tenant compte:

- Du nombre de roues.
 - pompes monocellulaires.
 - pompes multicellulaires.
- De la forme des aubes de la roue.
 - roue à aubes.
 - roue à canaux.
- La forme du corps de la pompe.
 - pompes à volute ou colimaçon.
 - Pompes à diffuseur circulaire.
- La direction d l'axe.
 - pompes à axe horizontal
 - pompes à axe vertical

- sens de rotation.
 - pompe à sens direct
 - pompe à sens inverse.

VI.4 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.

VI.5 Choix du nombre et de type de pompes :

La station de pompage doit être équipée d'un nombre suffisant de pompes assurant le débit demandé tel que

$$N = n_p + n_{ps}$$

Avec :

N : nombre de pompes installées

n_{ps} : nombre de pompes de secours.

n_p : nombre de pompes de fonctionnement

Le nombre de pompes de secours varie suivant le nombre total des pompes installées, pour un nombre inférieur à 4, comme dans notre cas, le nombre de pompes de secours est égal à 1.

Compte tenu des exigences d'exploitation, il est conseillé de projeter le minimum de groupes possible dans la station, ce qui rendra les dimensions de la station plus raisonnables et le fonctionnement des pompes se fait avec souplesse.

a- Critère de choix du type de pompe

Les pompes choisies doivent répondre aux conditions suivantes :

- être d'un poids minimum possible.
- présenter une forme peu encombrante.
- répondre aux normes de construction de la station de pompage la plus économique.
- la pompe choisie doit être de préférence de production nationale
- doit être facile à l'entretien.

b- Critère de choix du nombre de pompe

Le choix du nombre de pompes repose sur les critères suivants:

- Rechercher un investissement minimal du nombre de pompes sans perdre le point de vue la sécurité de fonctionnement.
- Assurer la hauteur et le débit calculé.
- Assurer le rendement maximal de la pompe.

- NPSH minimale.
- Puissance minimale.

*Pour le choix du type de pompe dans notre projet, on utilise un logiciel nommé **CAPRARIE**, il nous permet de déterminer avec précision les caractéristiques de différentes pompes en fonction du débit et de la hauteur manométrique voulue.

VI.5.1 Station de relevage N°1(SDEM -Réservoir tampon):

On a besoin de refouler un débit total d’eaux de 265l/s sur une hauteur de 162m (La H_{mt} déjà calculée au chapitre III des adductions)

Tableau VI.1: *Caractéristiques des pompes de la station de relevage N°1 en fonction de leur nombre*

N(pompe)	Q_{cal} (l/s)	H_{mt} (m)	Pompe choisie	N (étage)	n (tr/min)	η (%)	P (Kw)	(NPSH) _r (m)
3	261	162	PM125	2	1450	79.2	540	3.53
4	260	163	PM150	3	1450	78.3	568	2.43
5	334	167	PM150	4	1450	77.5	705	2.37

Avec :

- N(pompe) : Nombre de pompes.
- Q_{cal} : Le débit de la pompe.
- H_{mt} : La hauteur manométrique totale de la pompe.
- N(étage) : Le nombre d’étages.
- n : Vitesse de rotation.
- η : Le rendement de la pompe.
- P : La puissance absorbée par la pompe.
- (NPSH)_r : C’est une donnée fournie par le constructeur de la pompe.

Remarque

Vu les paramètres hydrauliques avantageux qu'elle présente on opte pour quatre nombres de pompes.

Il faut équiper la station par cinq groupes électropompes à axe horizontal en parallèle (quatre fonctionnent et l’autre de secoure).

Les groupes électropompes sont de séries MP150 sachant que chaque groupe refoule un débit de 66.2 l/s c'est-à-dire le quart du débit total 265 l/s. chaque groupe est équipé par trois cellules pour satisfaire la hauteur manométrique totale (162m)

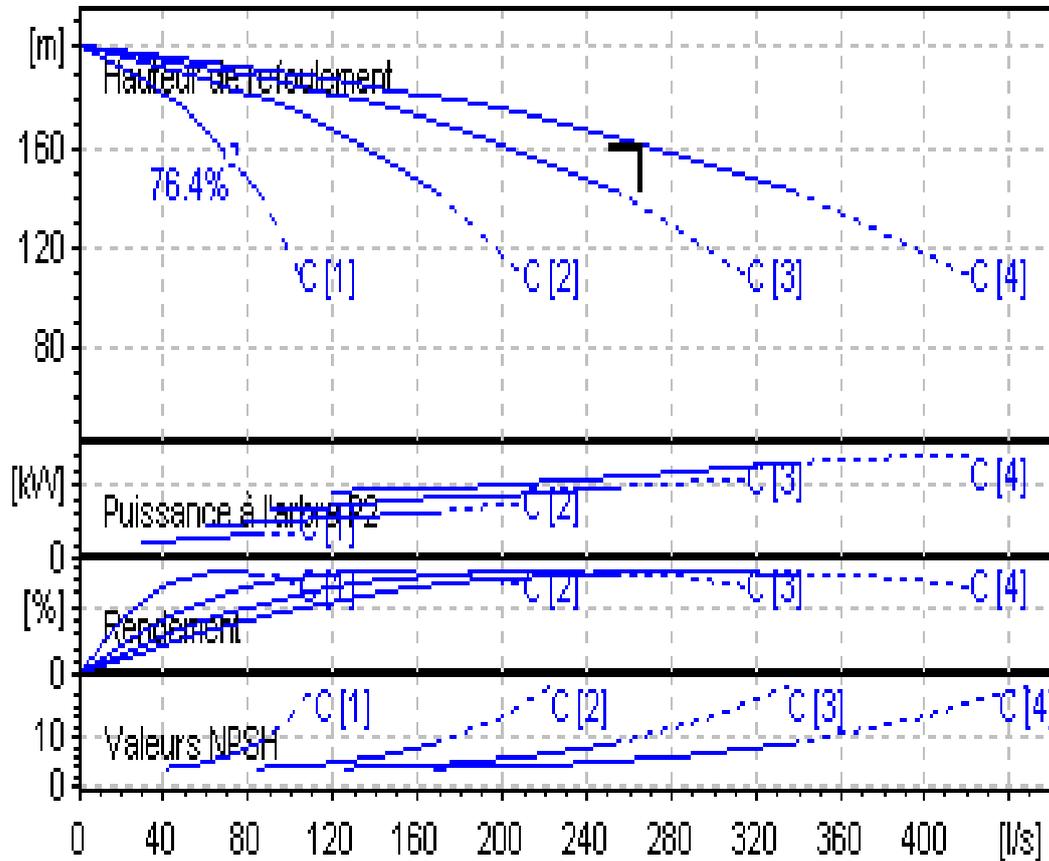


Figure N°VI.1: Courbe caractéristiques du groupe électropompe de la SR N° 1.

VI.5.2 Station de relevage N°2(Point J –Réservoir de V750 d'Aghbal)

-Le point J représente l'emplacement de la station de relevage N°2 qui refoulera vers le réservoir 750m³ d'Aghbal.

On a besoin de refouler un débit total de 47.39l/s sur une hauteur de 304.5m (La H_{mt} déjà calculée au chapitre III des adductions)

Tableau VI.2: Caractéristiques des pompes de la station de relevage N°2 en fonction de leur nombre

N(pompe)	Q_{cal} (l/s)	H_{mt} (m)	Pompe choisie	N (étage)	n (tr/min)	η (%)	P (Kw)	(NPSH)r (m)
2	57.3	309	PM100	5	2900	76	234	3.35
3	76.2	319	PM100	7	2900	74	324	3.25
4	89.3	329	PM80	8	2900	71	409	2.97

Remarque

Vu les paramètres hydrauliques avantageux qu'elle présente on opte pour deux nombres de pompes.

Il faut équiper la station par trois groupes électropompes à axe horizontal en parallèle (deux fonctionnent et l'autre de secours).

Les groupes électropompes sont de séries MP100 sachant que chaque groupe refoule un débit de 23.7 l/s c'est-à-dire la moitié du débit total 47.39 l/s. chaque groupe est équipé par cinq cellules pour satisfaire la hauteur manométrique totale (304m).

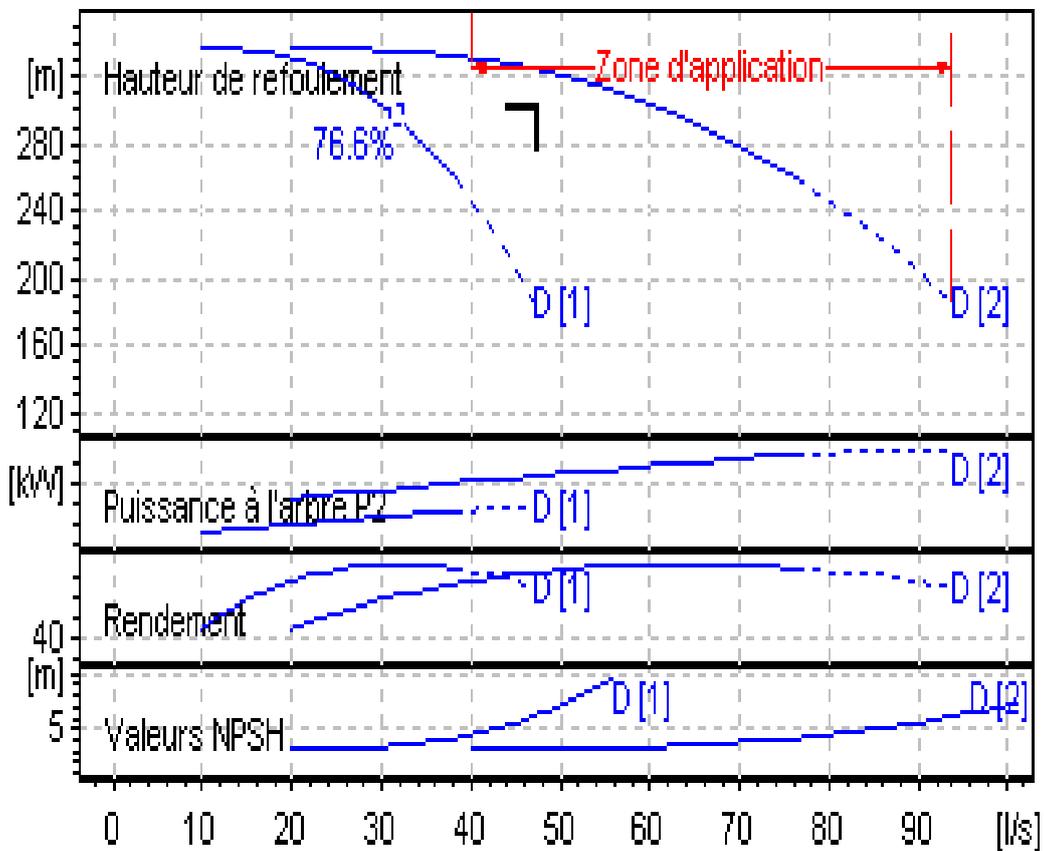


Figure N°VI.2: Courbe caractéristiques du groupe électropompe de la SR N° 2

VI.5.3 Station de relevage N°3 (Point I -Réservoir de V250 de Damous):

-Le point E représente le point de piquage de la conduite qui transfère l'eau de la conduite principale au réservoir 250m³ –Damous.

On a besoin de refouler un débit total de 28.16 l/s sur une hauteur de 71.25m (La H_{mt} déjà calculé au chapitre III des adductions)

Pour le cas présent deux groupes de pompe est suffisant, de ce fait on fait une variation du type de pompe .Trois types de pompe sont proposés.

Tableau VI.3: *Caractéristiques des pompes de la station de relevage N°3 pour différent type de pompe.*

Variante	N(pompe)	Q _{cal} (l/s)	H _{mt} (m)	Pompe choisie	N (étage)	n (tr/min)	η (%)	P (Kw)	(NPSH) _r (m)
1	2	35.6	72	PM100	4	1450	75.9	33	1.91
2	2	25.3	71	PM80	6	1450	73.6	23.9	1.52
3	2	28.2	71.2	PM65	2	2900	69.8	27.9	2.41

Remarque

Il faut équiper la station par trois groupes électropompes à axe horizontal en parallèle (deux fonctionnent et l'autre de secours).

Les groupes électropompes sont de séries MP100 sachant que chaque groupe refoule un débit de 14.08l/s c'est-à-dire la moitié du débit total 28.16 l/s. chaque groupe est équipé par six cellules pour satisfaire la hauteur manométrique totale (71.25m).

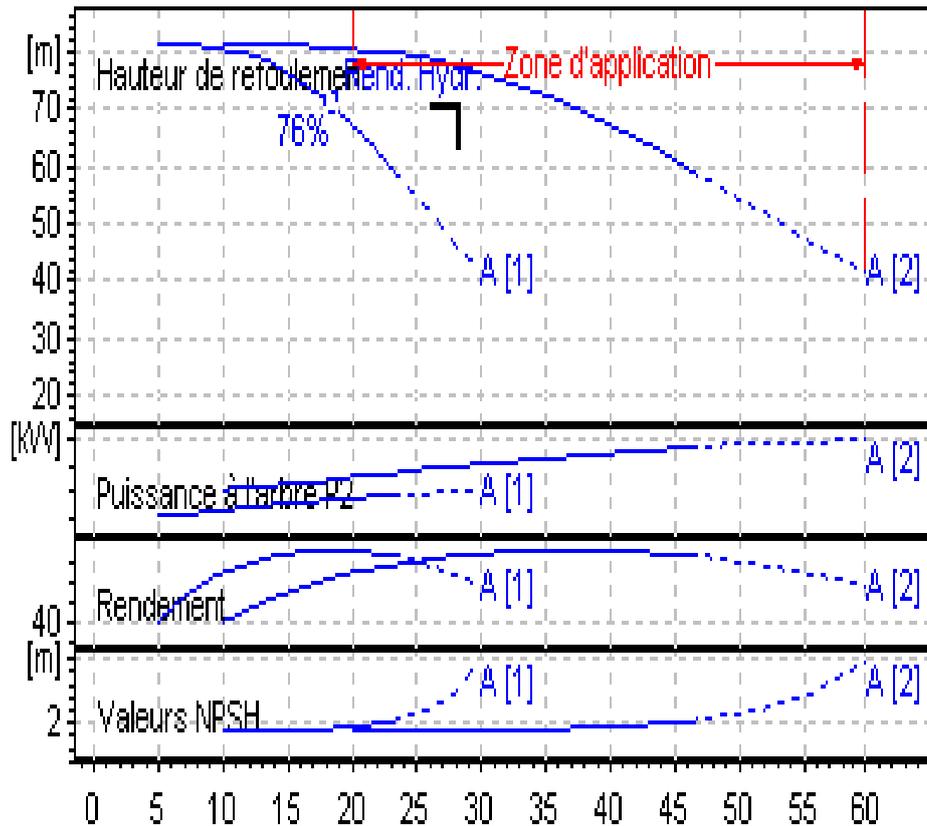


Figure N°VI.3: Courbe caractéristiques du groupe électropompe de la SR N° 3

IV.6 Le point de fonctionnement des pompes

Le point de fonctionnement d'une pompe est l'intersection entre la courbe caractéristique de la pompe [H-Q] et la courbe caractéristique de la conduite

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

La pompe fonctionnera dans de bonnes conditions si le point de fonctionnement se trouve dans la zone non cavitationnelle et le débit lui correspondant dans la plage de bon fonctionnement pour un rendement optimal

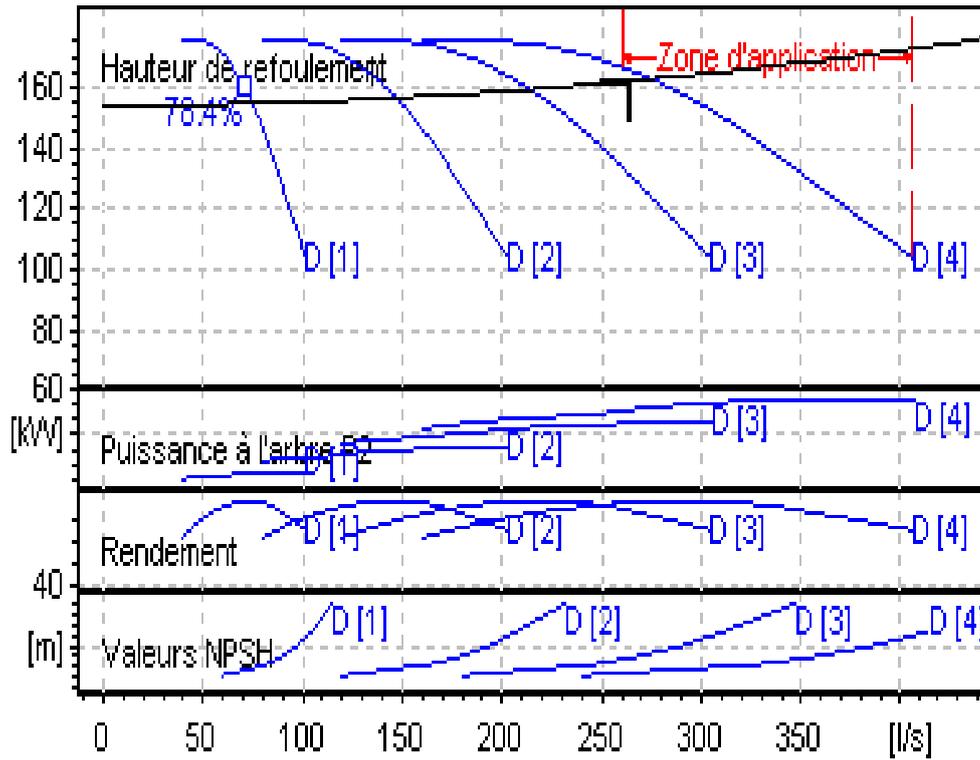


Figure N°VI.4 : Point de fonctionnement des pompes de la SR N°1

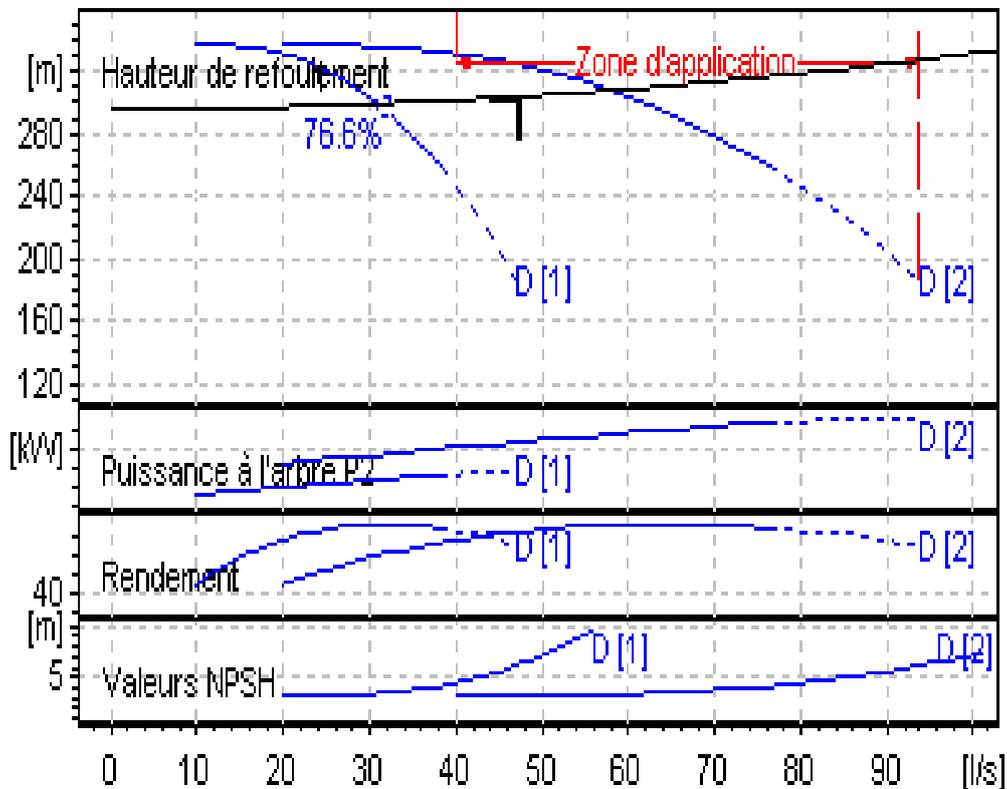


Figure N°VI.5 : Point de fonctionnement des pompes de la SR N°2

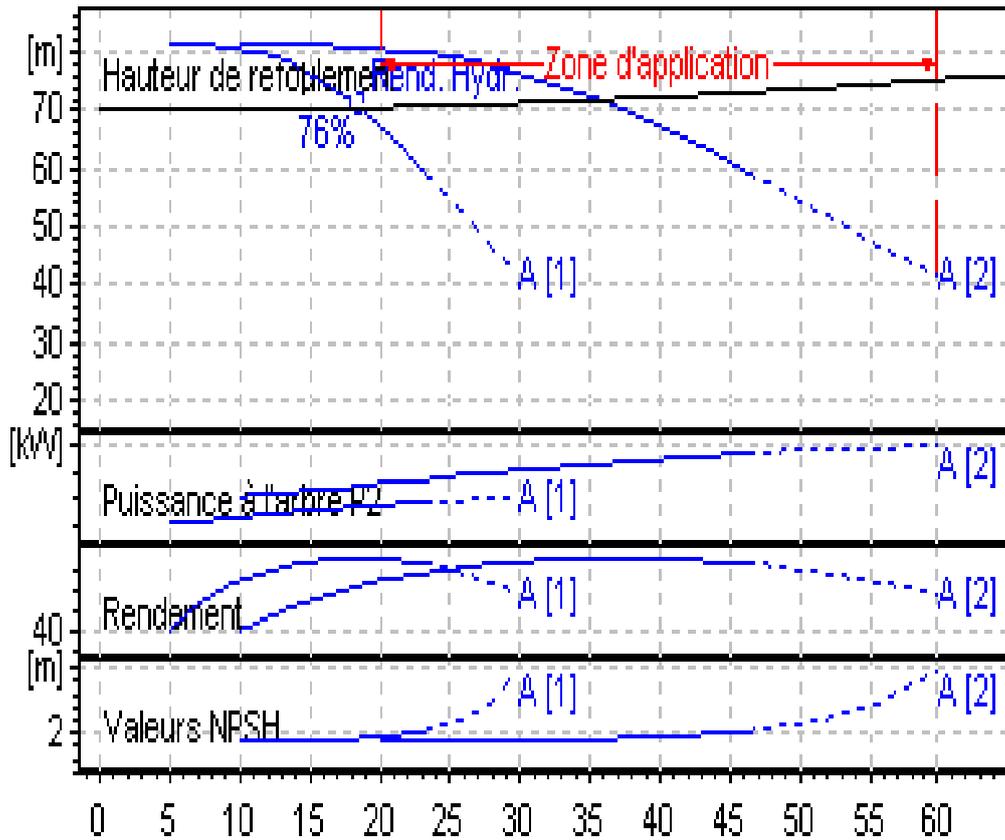


Figure N°VI.6 : Point de fonctionnement des pompes de la SR N°3

VI.7 Les modes de réglage pour un régime de fonctionnement

Puisque le débit demandé est inférieur à celui correspondant au point de fonctionnement, et pour satisfaire au régime de fonctionnement d'une pompe on procède à un mode de réglage, pour cela on doit étudier les différents modes de réglage possibles pour opter au mode occasionnant la chute de rendement la plus faible et la puissance absorbée la plus faible.

Dans notre cas, les modes de réglage à étudier sont le vannage et le rognage à condition que le nombre de roues ne dépasse pas 5.

VI.7.1 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, Le rognage ne peut être appliqué que si le nombre de roues est inférieur à 5 et que $q < Q$.

VI.7.1.1 Détermination du rendement de rognage

q : débit appelé par la pompe

Q : débit du point de fonctionnement

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

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

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

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

$$H_{mt} = a \cdot Q$$

En outre

$$\frac{Q}{q} = \left[\frac{D}{d} \right]^2 \Rightarrow D = d \cdot \sqrt{\frac{q}{Q}}$$

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)

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

Avec:

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

Tableau VI.4: *Le rendement de rognage*

	q (l/s)	Q (l/s)	d (mm)	D (mm)	m	R%
Pompe1	65	66.2	150	133.95	0.893	10.69
Pompe2	19.1	23.7	125	112.21	0.897	10.22
Pompe3	11.86	14.1	125	114.64	0.917	8.28

Le rendement après rognage est tiré à partir de la figure VI.7,8,9 .Les résultats trouvés sont les Suivants : Station de relevage N°1=76%
 Station de relevage N°2=73.4%
 Station de relevage N°3=71.2%

VI.7.1.2 Détermination de la nouvelle puissance absorbée

La nouvelle puissance absorbée est déterminée par la formule suivante :

$$P = gQH_{mt} / \eta$$

Sachant que:

$$Q = \frac{Q}{x}$$

Avec :

x : nombre de pompes en parallèle.

Tableau VI.5: La puissance absorbée après le rognage

	Q (m ³ /h)	Q/n (m ³ /h)	H _{mt} (m)	η (%)	P (KW)
Pompe1	954	238.5	162	76	138.53
Pompe2	170.64	85.32	304	73.4	96.29
Pompe3	101.52	50.76	71.2	73.8	13.34

Remarque :

Le rendement de rognage est inférieur à 15% alors le rognage est efficace

VI.7.2 Réglage quantitatif (vannage) :

Le vannage est la fermeture progressive de la vanne, donc l'ajout des pertes de charge singulières supplémentaires qui vont augmenter la courbe caractéristique du réseau, ce type de réglage est utilisé pour le cas où $q > Q$.

VI.7.2.1 Détermination du rendement de rognage

Le rendement de l'installation va chuter, et on peut calculer le nouveau rendement comme suit :

$$\eta_{inst} = \frac{P_u}{P_{eff}} \quad (\%)$$

Avec :

η_{inst} : rendement de l'installation après vannage (%)

P_u : puissance utile

$$P_u = \omega Q H_{mt} \quad (kw)$$

Avec :

ω : Poids volumique de l'eau (kg/m³)

Q : débit demandé (m³/s)

H_{mt} : hauteur d'élévation demandée (m)

P_{eff} : puissance effective

$$P_{eff} = \frac{\varpi \cdot q \cdot (H_{mt} - h_v)}{\eta} \quad (\text{kw})$$

Avec :

h_v : Différence entre la hauteur d'élévation après vannage et l' H_{mt} .

$$h_v = H_{mt} - h \text{ (m)}$$

On aura donc:

$$\eta_{inst}(\text{après vannage}) = \eta_{inst}(\text{avant vannage}) \frac{h}{h + h_v}$$

Tableau VI.6: *Le rendement de la pompe après vannage*

	η (avant vannage) (%)	h (m)	Hv (m)	η (après vannage) (%)
Pompe1	78.3	163	1	75.82
Pompe2	76	309	4.5	72.9
Pompe 3	75.9	72	0.75	71.8

Remarque :

On remarque une légère baisse du rendement après vannage du à l'augmentation des pertes de charges.

VI.7.2.2 Détermination de la nouvelle puissance absorbée

La nouvelle puissance absorbée est déterminée par la formule suivante :

$$P = gQH_{mt} / \eta$$

Sachant que:

$$Q = \frac{Q}{x}$$

Avec :

x : nombre de pompes en parallèle.

Tableau VI.7: *La puissance absorbée après vannage*

	Q (m3/h)	Q/n (m3/h)	H_{mt} (m)	η (%)	P (KW)
Pompe1	954	238.5	163	75.82	139.72
Pompe2	170.64	85.32	309	72.9	98.54
Pompe3	101.52	50.76	72	71.8	13.87

Remarque

On opte pour le réglage par rognage car ce mode nous assure le rendement le plus élevé et la puissance absorbée la plus faible.

VI.8 Courbes caractéristiques et caractéristiques des pompes après rognage

VI.8.1 Station de relevage N°1(SDEM-Réservoir tampon)

Les caractéristiques de la pompe après rognage sont les suivantes:

Débit:66.2l/s

Hauteur manométrique H(Q):162m

Puissance absorbée:143KW

Rendement:76(%)

Hauteur manométrique H(Q=0):200m

Diamètre de l'orifice de refoulement:125mm

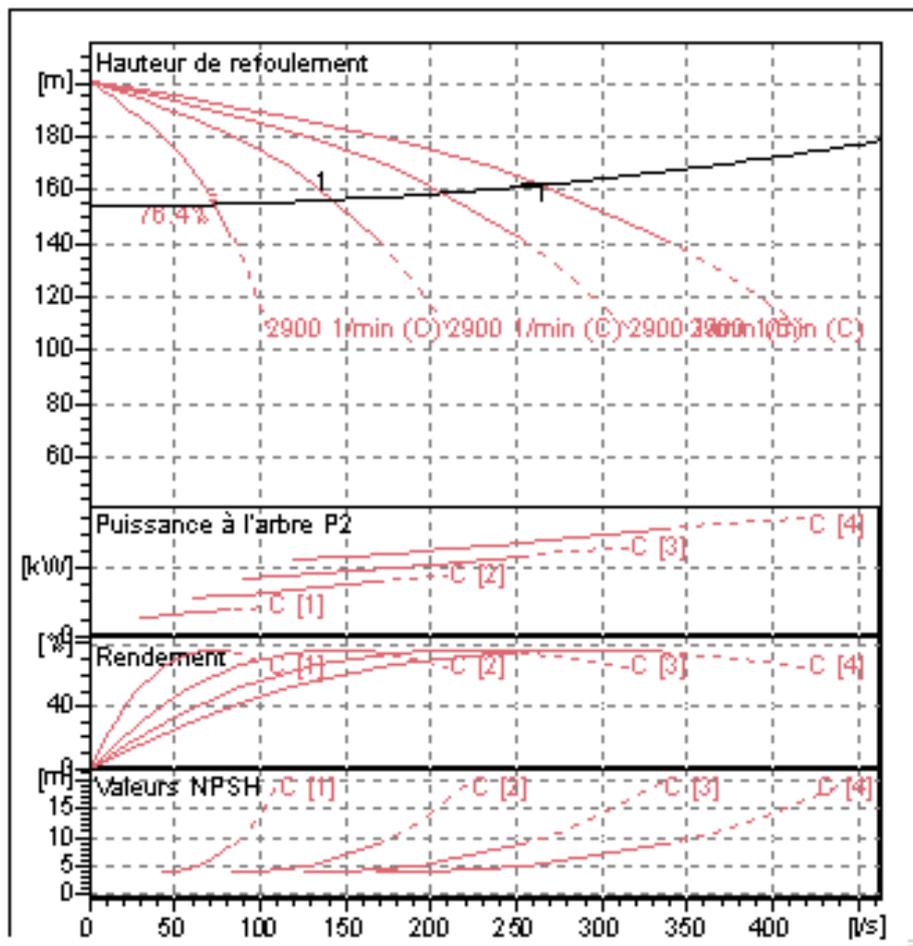


Figure N°VI.7 : Courbe caractéristiques du groupe électropompe N°1 après rognage

VI.8.2 Station de relevage N°2(Point J-Réservoir de V750m³ Aghbal)

Les caractéristiques de la pompe après rognage sont les suivantes:

Débit:23.7l/s

Hauteur manométrique H(Q):304m

Puissance absorbée:100KW

Rendement:73.4 (%)

Hauteur manométrique H(Q=0):336m

Diamètre de l'orifice de refoulement:100mm

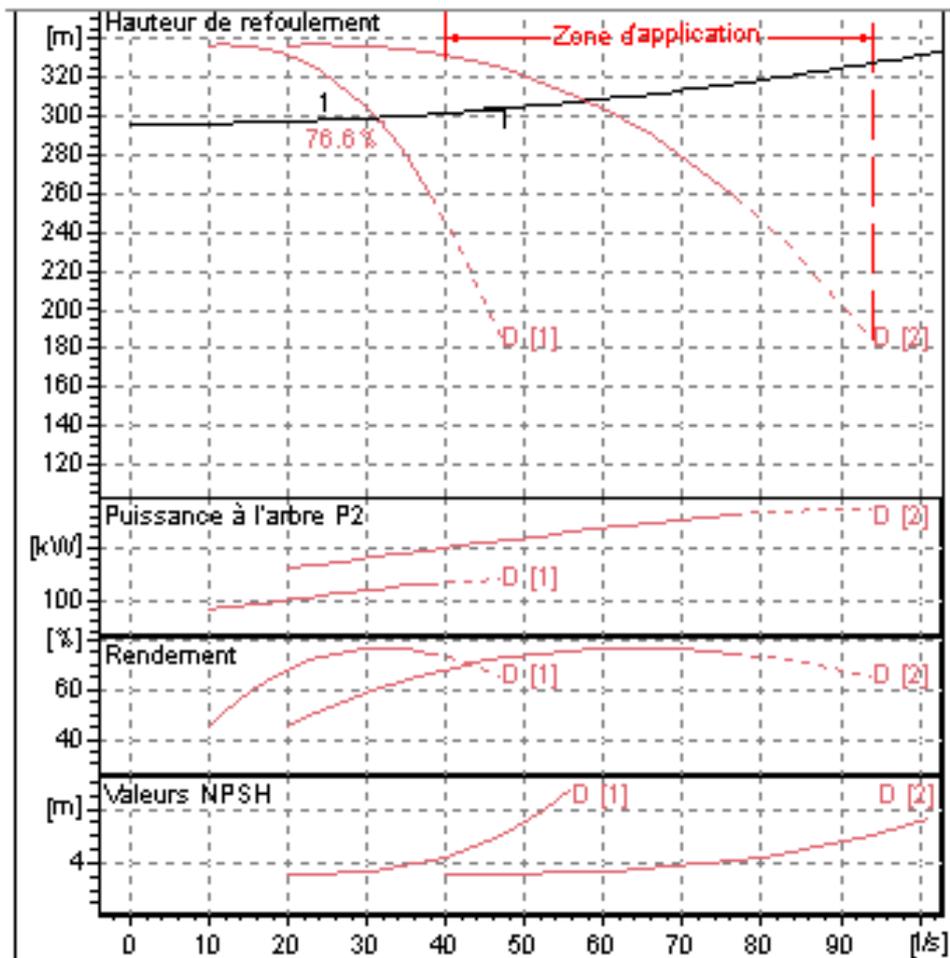


Figure N°VI.8 : Courbe caractéristiques du groupe électropompe N°2 après rognage

VI.8.3 Station de relevage N°3(Point I-Réservoir de V250m³ Damous):

Les caractéristiques de la pompe après rognage sont les suivantes:

Débit: 14.1l/s

Hauteur manométrique H(Q):71.2m

Puissance absorbée:13.8KW

Rendement:73.8 (%)

Hauteur manométrique H(Q=0):75.9

Diamètre de l'orifice de refoulement:100mm

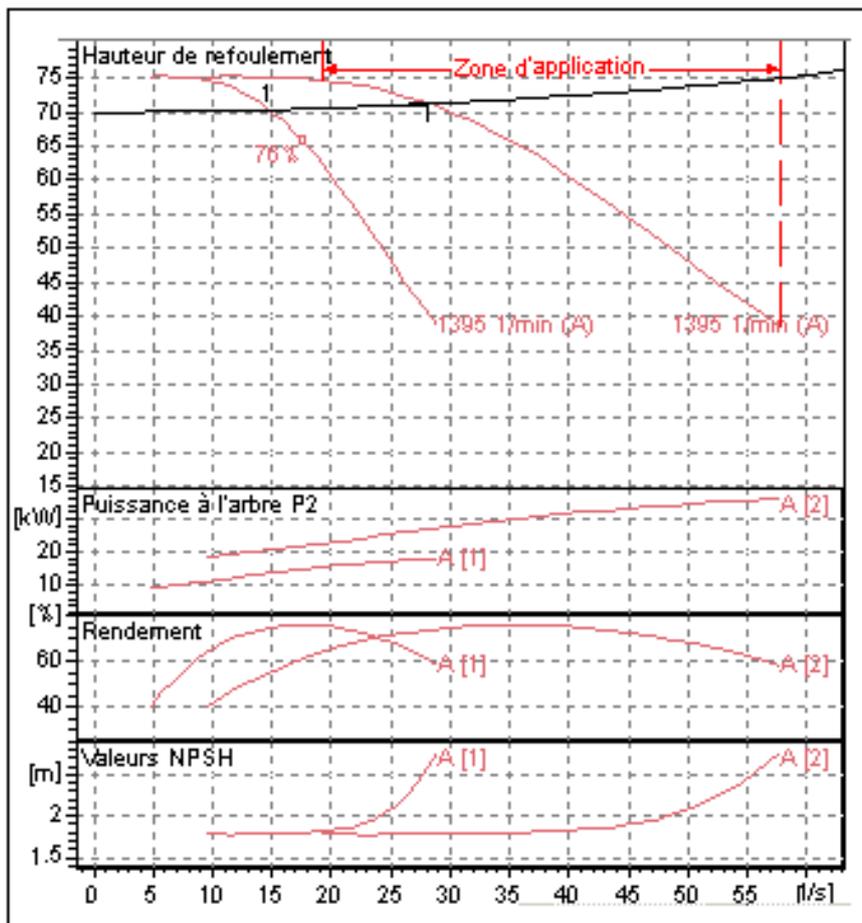


Figure N°VI.9 : Courbe caractéristiques du groupe électropompe N°3 après rognage

VI.9 Description des pompes

VI.9.1 Groupe électropompe N°1 (PM 150)

VI.9.1.1 Caractéristiques générales de la pompe:

- Pompe Centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal
- Corps de refoulement avec pieds de support et orifice de refoulement tourné vers le haut ; corps d'aspiration à bouche orientable

- Roulements à billes largement dimensionnés pour supporter les charges radiales et axiales dans les deux sens
- Poids de la pompe: 1410kg

VI.9.1.2 Matériau des principaux organes de la pompe:

- Roues, diffuseurs et corps de la pompe : en fonte
- Corps d'aspiration, refoulement et corps d'étage : en fonte
- Arbre en acier inoxydable entièrement protégé par une douille en acier inoxydable

VI.9.1.3 Dimensions de la pompe

Les dimensions de la pompe sont tirées directement du logiciel, les valeurs trouvées sont représentées dans le tableau ci-dessous

Tableau VI.7: Les paramètres géométriques des différents organes de la pompe de la station de relevage N°1

symbole	Dimension (mm)	symbole	Dimension (mm)
A	2198	I	760
B	1730	L	710
C	245	M	22
D	150	N	160
D _{Na}	125	O	50
D _{Nm}	125	P	475
E	181	Q	795
F	300	R	941
G	1130	V	320
H	481		

VI.9.2 Groupe électropompe N°2 (PM 100)

VI.9.2.1 Caractéristiques générales de la pompe:

- Pompe Centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal
- Corps de refoulement avec pieds de support et orifice de refoulement tourné vers le haut ; corps d'aspiration à bouche orientable
- Roulements à billes largement dimensionnés pour supporter les charges radiales et axiales dans les deux sens
- Poids de la pompe: 1230kg

VI.9.2.2 Matériau des principaux organes de la pompe:

- Roues, diffuseurs et corps d'aspiration : en fonte

- Corps de refoulement et corps d'étage : en fonte
- Arbre en acier inoxydable entièrement protégé par une douille en acier inoxydable.

VI.9.2.3 Dimensions de la pompe

Les dimensions de la pompe sont tirées directement du logiciel, les valeurs trouvées sont représentées dans le tableau ci-dessous

Tableau VI.8: Les paramètres géométriques des différents organes de la pompe de la station de relevage N°2

symbole	Dimension (mm)	symbole	Dimension (mm)
A	2475	I	760
B	1869	L	710
C	470	M	22
D	293	N	160
D _{Na}	125	O	50
D _{Nm}	100	P	475
E	190	Q	745
F	300	R	982
G	1269	V	270
H	490		

VI.9.3 Groupe électropompe N°3(PM 80)

VI.8.3.1 Caractéristiques générales de la pompe:

- Pompe Centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal
- Corps de refoulement avec pieds de support et orifice de refoulement tourné vers le haut ; corps d'aspiration à bouche orientable
- Roulements à billes largement dimensionnés pour supporter les charges radiales et axiales dans les deux sens
- Poids de la pompe:462kg

VI.9.3.2 Matériau des principaux organes de la pompe:

- Roues, diffuseurs et corps d'aspiration : en fonte
- Corps de refoulement et corps d'étage : en fonte
- Arbre en acier inoxydable entièrement protégé par une douille en acier inoxydable.

VI.9.3.3 Dimensions de la pompe

Les dimensions de la pompe sont tirées directement du logiciel, les valeurs trouvées sont représentées dans le tableau ci-dessous

Tableau VI.9: Les paramètres géométriques des différents organes de la pompe de la station de relevage N°3

symbole	Dimension (mm)	symbole	Dimension (mm)
A	1587	I	600
B	1329	L	550
C	320	M	20
D	293	N	120
D _{Na}	125	O	42
D _{Nm}	100	P	345
E	210	Q	615
F	200	R	598
G	929	V	270
H	410		

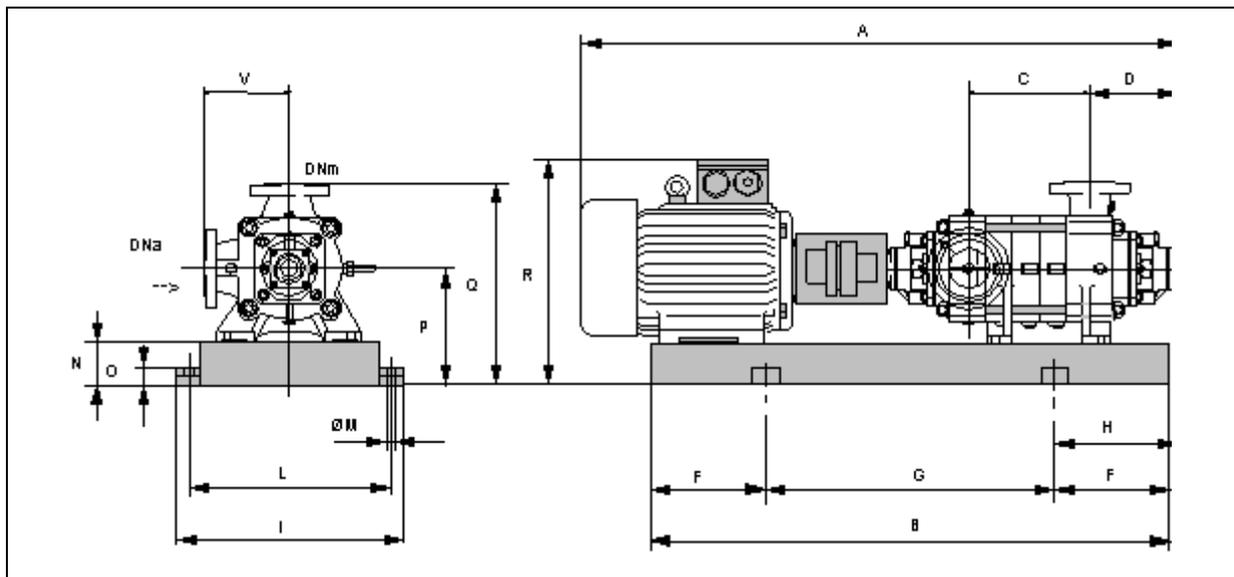


Figure N°VI.10 : Schéma d'une pompe centrifuge

VI.10 Caractéristiques du moteur

VI.10.1 Moteur de la pompe N°1 (M10180)

Fréquence:50HZ

Tension nominale:400V

Vitesse nominale:2950tr/min

Nombre de pôles:2

Classe d'isolement:F

Degré de protection:IP 55

VI.10.2 Moteur de la pompe N°2 (M10150)

Fréquence:50HZ

Tension nominale:400V

Vitesse nominale:2950tr/min

Nombre de pôles:2

Classe d'isolement:F

Degré de protection:IP 55.

VI.10.3 Moteur de la pompe N°3(MC620)

Fréquence:50HZ

Tension nominale:400V

Vitesse nominale:1450tr/min

Nombre de pôles:4

Classe d'isolement:F

Degré de protection:IP 55

VI.11 Conclusion

Vu la variation de la hauteur manométrique appelée et du débit demandé, les groupes électropompes des trois stations de pompage sont de caractéristiques hydro-électriques différentes.

Toutes les pompes sont de marque CAPRARIE, de classe A (aspiration axiale et refoulement radiale), sont multicellulaires à axe horizontal.

Ces pompes seront entraînées par des moteurs de type CAPRARIE asynchrone triphasée.

CHAPITRE VII : PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LE COUP DE BELIER

VII.1 Introduction :

Dans l'exploitation des systèmes hydrauliques (alimentation en eau potable) les ingénieurs sont confrontés aux problèmes récurrent du coup de bélier, qui nuit au bon fonctionnement des ces systèmes. Dans cette optique, la protection des conduites doit être envisagée pour lutter contre ce phénomène.

Dans ce chapitre on va étudier d'une manière précise ce phénomène, son comportement physique, les risques qu'il présente, les moyens de protections et enfin un dimensionnement du réservoir d'air. Ce calcul va s'appliquer à l'ensemble de notre réseau d'adduction (refoulement-gravitaire).

VII.2 Généralité sur le coup de bélier

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

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

VII.2.1. Les causes du coup de bélier

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

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

VII.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 de pressions et de débits dans le temps).

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

a) Cas de la surpression

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

b) Cas de dépression

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

c) Fatigue de la canalisation

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

VII.3 Principe de fonctionnement du réservoir anti-bélier

En fonctionnement normal la pression de la conduite s'équilibre avec celle de l'air dans le réservoir. A la fermeture brusque d'une vanne ou à l'occasion d'une disjonction électrique, il se crée alternativement une surpression et une dépression.

Au moment de dépression, la pression de l'air dans le réservoir chasse l'eau vers la conduite pour combler cette baisse de pression. Quand la vitesse devient nulle, l'onde revient en arrière, et la conduite reprend progressivement, par élasticité sa forme normale.

La première tranche arrêtée par le clapet, qui se trouve en principe fermé, sera comprimée par les tranches suivantes. Il se crée une surpression qui progresse du clapet vers le réservoir. Et le mouvement reprend encore.

Au moyen d'une tuyère (ou d'une diaphragme) disposé sur le tuyau de raccordement conduite- réservoir d'air, l'énergie de l'eau est dissipée par perte de charge et l'on obtient un amortissement par compression de l'air dans le réservoir.

En conséquence, il convient de bien dimensionné le réservoir d'air en fonction des caractéristiques hydraulique et technique de l'installation, tout en évitant les dépenses inutiles par un sur dimensionnement.

VII.4 Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier

La protection d'une conduite en écoulement gravitaire peut être obtenue généralement d'une manière satisfaisante en déterminant une vitesse d'ouverture et de fermeture des vannes suffisamment lente afin de limiter les surpressions et dépressions éventuelles à des valeurs raisonnables.

Les ondes de surpression et de dépression sont caractérisées par une vitesse de propagation donnée par la formule publiée par B.SALAH qui tient compte de l'effet du sol sur la conduite.

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

Avec :

C : Célérité en [m/s]

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

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

e_m : Epaisseur de la conduite (m)

a. : Rayon intérieur de la conduite (m)

ν_m : Coefficient de poisson du matériau de la conduite ; $\nu_m=0.46$ (PVC)

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; $E = 3.10^{11} \text{ Pas}$

E_s : Module de Yong du sol considéré ($E=200\text{Mpa}$)

A.N :

$$c = 173.93\text{m/s}$$

Le temps de retour de l'onde de déformation est régi par la formule :

$$t_r = \frac{2 * L}{c}$$

Avec:

t_r : temps de retour de l'onde de déformation (s) ;

L : longueur de la conduite (m).

$$\text{A.N : } t_r = \frac{2 * 470}{173.93} \Rightarrow t_r = 5.4\text{s}$$

Remarque:

On remarque que le temps d'aller retour de l'onde dans l'adduction gravitaire est de 5.4s, cette onde peut nous provoqué des surpressions et des dépressions néfastes pour la tenue de la conduite. Pour maintenir l'état de la conduite on doit choisir un RV qui sera placé à l'extrémité aval de la conduite d'adduction gravitaire et dont la loi de manœuvre doit se réaliser en un temps largement supérieur au temps d'aller retour t_r de l'onde.

Afin de faciliter la manœuvre de ce RV on doit le court-circuité par un by-pass à coté d'un robinet d'arrêt.

VII.5 Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier

En présence d'une station de pompage, il est plus difficile de contrôler l'ampleur du phénomène étant donné que l'arrêt des pompes peut se produire subitement, par suite d'une interruption du courant qui alimente les moteurs électriques.

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

a- Volant d'inertie

L'utilisation d'un volant d'inertie monté sur l'arbre du groupe électropompe peut permettre l'augmentation du temps d'arrêt. Economiquement, cette solution n'est viable que pour des conduites de refoulement de quelques centaines de mètres : de plus grandes conduites nécessiteraient des volants de taille exagérée ou impliqueraient des appels d'intensité de courant lors des phases de démarrage trop importants.

La deuxième famille de solutions se compose principalement de dispositifs tels que les cheminées d'équilibre et les réservoirs à air.

b- Cheminée d'équilibre

Lorsque les conditions topographiques et les hauteurs géométriques le permettent, il peut être envisagé d'introduire une cheminée d'équilibre, constituée par un réservoir en contact avec la surface libre. Ce dispositif permet de réduire les effets du coup de bélier. Cependant, un autre phénomène d'oscillation en masse, d'une nature complètement différente, apparaît entre la cheminée et le réservoir. Il est toutefois à noter que ce dispositif anti-bélier est plutôt réservé pour les transferts d'eau brute et les forts débits.

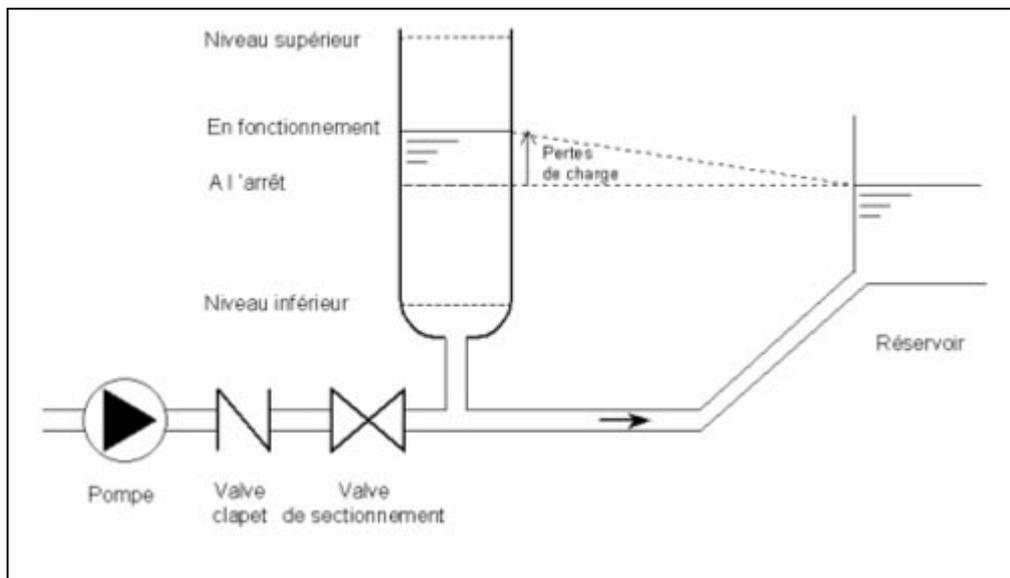


Figure N°VII.1: Cheminée d'équilibre

c- Réservoir à air comprimé

Un réservoir à air comprimé est un réservoir fermé dont la partie supérieure contient de l'air sous pression et la partie inférieure un certain volume d'eau. Ainsi, lors d'un arrêt des pompes (par exemple), le réservoir se décomprime et fournit de l'eau à la conduite, réduisant l'abaissement de pression dû au coup de bélier. Lorsque le sens de l'écoulement s'inverse, l'air du réservoir se comprime permettant ainsi de stocker un volume d'eau.

Retour qu'a l'aller.

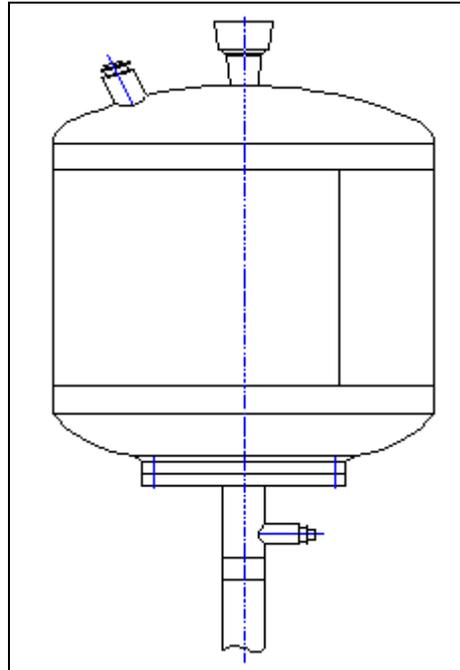


Figure N°VII.2: *Réservoir d'air*

d-Soupape de décharge :

La soupape de décharge est définie comme étant un appareil anti-bélier qui écrête les surpressions en dérivant un certain débit à l'extérieur de la conduite dès que la pression dépasse une certaine valeur de réglage, estimée généralement à $1,04 \div 1,1$ de la pression maximale admissible. Ces appareils font intervenir un organe mécanique, un ressort à boudin généralement, qui par sa compression obture en exploitation normale, un orifice placé sur la conduite au point à protéger, c'est à dire où la compression à craindre est maximale.

L'ouverture doit pouvoir s'effectuer très rapidement pour que l'opération soit efficace. Il importe donc de réduire à l'extrême l'inertie de ces appareils et c'est sur ce point que les efforts de constructeurs ont particulièrement porté.

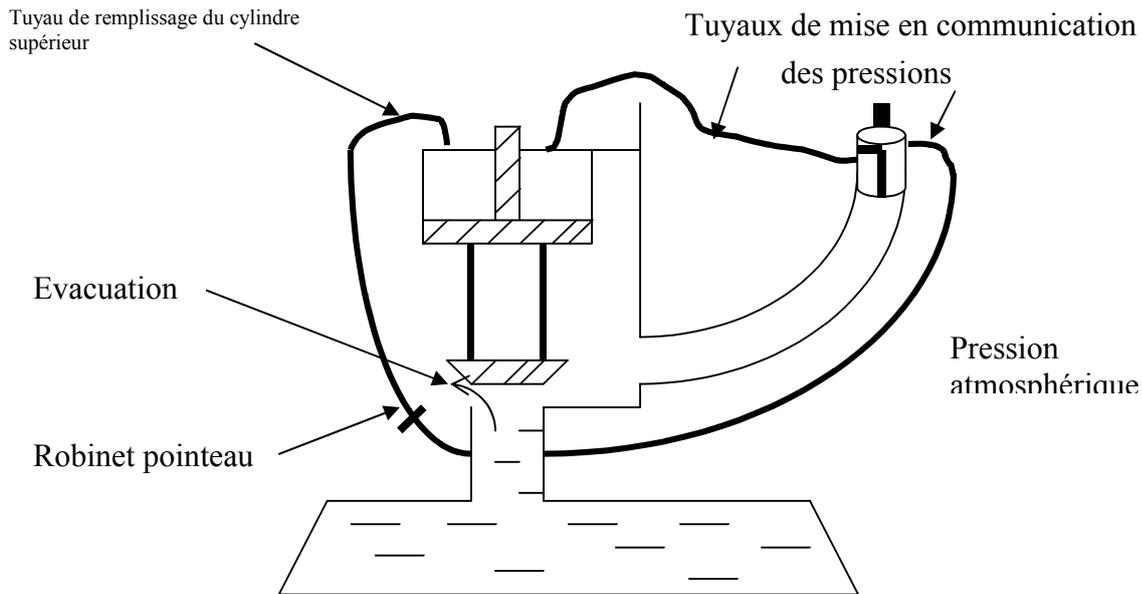


Figure N°VII.3: Soupape de décharge type LEZIER

Remarque

Parmi tous ces antibéliers, on a remarqué que le réservoir d'air à antibélier est le meilleur, grâce à quelques avantages qu'il présente :

- Intervient dans la protection contre la dépression et la surpression.
- Simple à l'installer et facilement contrôlable.
- Choisi, pour les moyennes et grandes hauteurs de refoulement.

*Les conduites de refoulements seront protégées par des réservoirs d'air antibélier.

VII.5.1 Analyse physique du phénomène

1- Première phase

Lors de l'arrêt d'une ou plusieurs pompes, le débit à travers la station de pompage est brusquement interrompu. Les clapets anti-retour situés à l'aval des pompes se ferment alors pour éviter que la conduite ne se vide.

A l'aval de la station de pompage, une colonne d'eau a tendance à poursuivre son mouvement tandis que plus aucun débit ne provient de l'amont. L'eau ne se comporte alors plus de manière incompressible : une réduction locale de pression est provoquée, entraînant une décompression du fluide et, en conséquence, la contraction de la conduite.

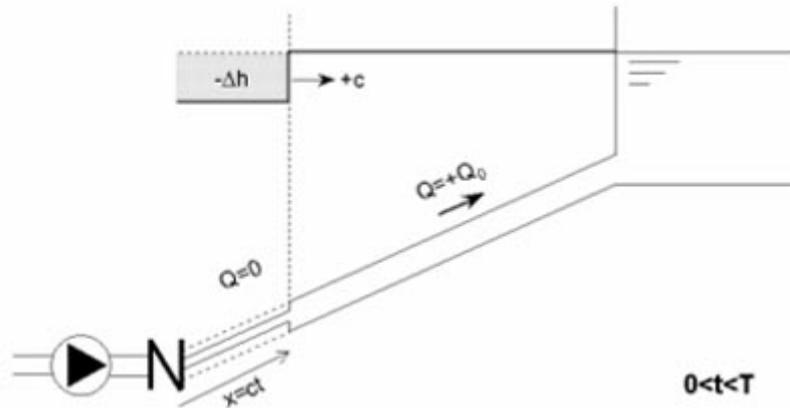


Figure N°VII.4: Première phase du coup de bélier

2- Deuxième phase

Ce phénomène crée une disponibilité temporaire de la masse du liquide qui permet de maintenir en mouvement, durant quelques instants encore, la couche de fluide immédiatement en aval ; puis le mouvement cesse, la couche se décomprime et fournit un volume qui permet le mouvement de la couche suivante et ainsi de suite. Ainsi est engendrée une dépression qui se propage dans la conduite à la vitesse des ondes élastiques c jusqu'à ce que toute la conduite soit soumise à la dépression ainsi engendrée, soit après un temps $T=L/c$, où L est la longueur de la conduite entre les pompes et le réservoir.

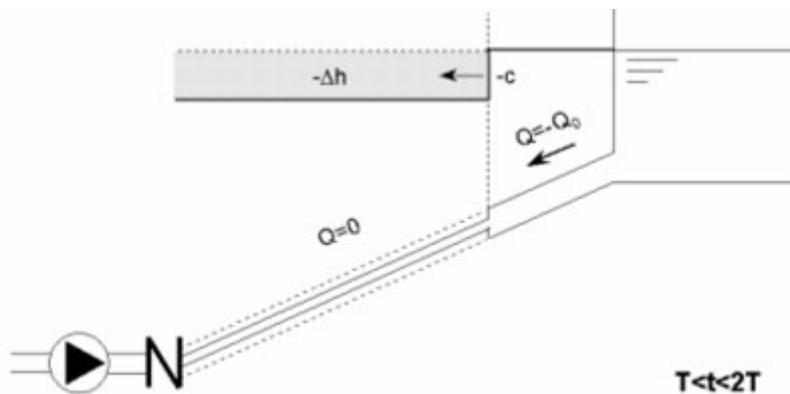


Figure N°VII.5: Deuxième phase du coup de bélier

3- Troisième phase

Il en résulte que la pression au passage de la conduite dans le réservoir est inférieure à la pression dans le réservoir, ce qui provoque un écoulement en sens inverse. Cette onde se propage du réservoir vers la station de pompage et atteint le clapet au bout d'un temps $2T$, à compter du début du phénomène

La couche de fluide près de la pompe est obligée de s'arrêter. Cette réduction d'énergie cinétique a pour effet une augmentation locale de la pression, ce qui provoque une compression du fluide et une distension de la conduite. Ce processus se transmet jusqu'au réservoir, où il arrive au bout du temps $3T$.

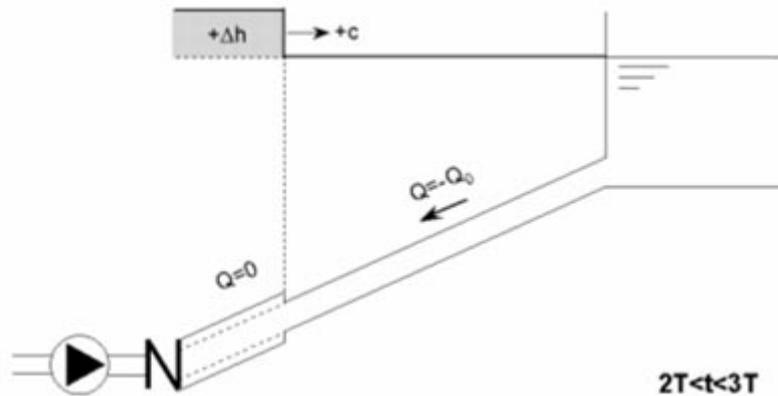


Figure N°VII.6: *Troisième phase du coup de bélier*

4- Quatrième phase

Quand cette onde de surpression atteint le réservoir, la pression du réservoir est inférieure à la pression de la conduite : l'écoulement s'inverse de nouveau pour revenir aux conditions initiales de pression et de vitesse, cette onde se propageant vers les pompes. Au bout du temps $4T$, on se retrouve donc dans les conditions initiales : ce phénomène se poursuivrait indéfiniment si sous l'effet des pertes de charge, les ondes de dépression et de surpression ne se trouvaient pas progressivement amorties.

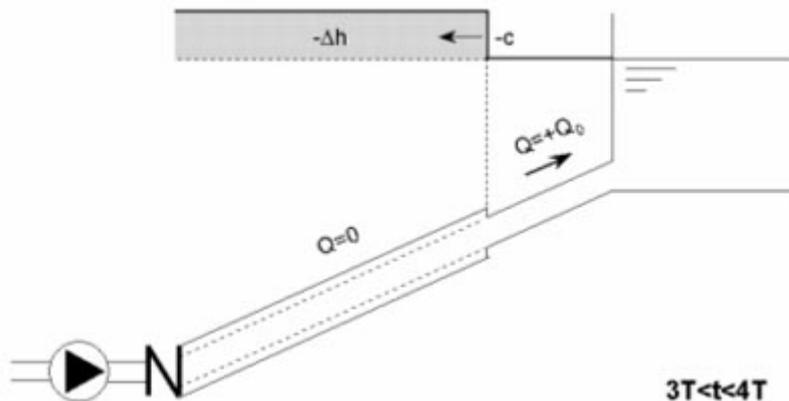


Figure N°VII.7: *Quatrième phase du coup de bélier*

VII. 5.2 Calcul du volume des réservoirs d'air

1- Calcul de la célérité d'ondes :

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.

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

Avec :

- C : Célérité en [m/s]
- k : Coefficient de compressibilité de l'eau ; $k = 2 \cdot 10^9$ à 20°C .
- ρ : Masse volumique de l'eau ; $\rho = 1000 \text{ kg / m}^3$
- e_m : Epaisseur de la conduite (m)
- a. : Rayon intérieur de la conduite (m)
- ν_m : Coefficient de poisson du matériau de la conduite ; $\nu_m = 0.46$ (PVC)
- 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; $E = 3 \cdot 10^{11} \text{ Pas}$
- E_s : Module de Young du sol considéré ($E = 200 \text{ Mpa}$)

2- Valeur numérique du coup de bélier :

Le coup de bélier est étudié pour les deux cas :

* *Cas de la fermeture brusque :*

$$T : \text{inférieur à } \frac{2L}{c}$$

La valeur numérique du coup de bélier :

$$b = \frac{cV_0}{g} \quad (\text{m})$$

Avec:

V_0 : vitesse moyenne d'écoulement (m/s).

g : accélération de la pesanteur $g = 9,81 \text{ m/ s}^2$

* *Cas de la fermeture lente :*

Elle est caractérisée par un temps de fermeture supérieure à $\frac{2L}{c}$ c'est-à-dire supérieure à un aller et retour d'onde la valeur du coup de bélier est donné par la formule de **MICHAUD** :

$$b = \frac{2LV_0}{gT} \quad (\text{m})$$

L : la longueur de la conduite (m).

Remarque :

La formule de **MICHAUD** n'est valable que pour une loi de fermeture correspondant à une variation linéaire du débit, loi qui est rarement réalisée en pratique.

Pour les conduites de refoulement (notre cas) il est possible d'avoir comme valeur de la pression dans une conduite :

Cas de surpression

$$H_{\max} = Hg + \frac{cV_0}{g}$$

Cas de dépression

$$H_{\min} = Hg - \frac{cV_0}{g}$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau N°VII.1 : Calcul du coup de bélier

Adduction	Q(l/s)	D(mm)	L(m)	e(mm)	c(m/s)	Vo(m/s)	Hg(m)	b(m)	Hmax(m)	Hmin(m)
SDEM-RT	265	600	909	10	883.88	0.93	154	84.48	238.48	69.51
J-R750m ³	47.39	300	3283	7	989.94	0.67	295	67.68	362.68	227.31
I-R250m ³	28	250	375	7	1042.05	0.57	70	60.62	130.62	9.37

3- Calcul simplifié d'un réservoir d'air :

Exemple : refoulement de SDEM – Réservoir tampon:

Le calcul est basé sur l'abaque de **VIBERT** qui donne le volume U_0 de l'air contenu dans la cloche sous un régime de marche à la vitesse V_0 .

Au marche normale les caractéristiques de l'air dans le réservoir sont données par Z_0 Z_{\min} et Z_{\max} .

Z_0 : pression absolue (hauteur géométrique de refoulement +10 m).

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

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

L'expression donnant U_0 est la suivante :

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

U_0 : volume de l'air en m³.

V_0 : Vitesse d'écoulement m /s.

L : longueur de la conduite en m.

S : section de la conduite en m.

Pour notre cas : $S=0,28m^2$.

La charge tenant compte du coup de bélier :

$$H_g + \frac{cV_0}{g} = 158.16 \text{ m.}$$

La charge statique absolue :

$$Z_0 = H_g + 10$$

$$Z_0 = 164 \text{ m.}$$

La charge maximale absolue :

$$Z_{\max} = H_g + \frac{cV_0}{g} + 10$$

$$Z_{\max} = 238.48 \text{ m.}$$

$$\frac{Z_{\max}}{Z_0} = \frac{238.48}{164} = 1.51$$

$$h_0 = 0.044$$

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

$$\frac{h_0}{Z_0} = 0.000273$$

A partir de l'abaque de **VIBERT** on a:

$$\frac{U_0}{LS} = 3.5 \cdot 10^{-3} \Rightarrow U_0 = LS \cdot 3.5 \cdot 10^{-3} = 909.0, 28.3.5 \cdot 10^{-3} = 0,89082 \text{ m}^3 = 890.82 \text{ litres}$$

$$\text{Et } \frac{Z_{\min}}{Z_0} = 0,69 \Rightarrow Z_{\min} = 113.16 \text{ m}$$

$$U_0 Z_0 = U_{\max} Z_{\min} \Rightarrow U_{\max} = \frac{U_0 Z_0}{Z_{\min}} = 1303.03 \text{ litres}$$

En tenant compte de la sécurité **U_F = 1403.03 litres.**

Tableau N°VII.2 : *Le volume du réservoir d'air*

Adduction	Zmax	Z0	Zmax/Z0	h0/Z0	U0/LS	U0 (L)	Zmin/Z0	Zmin	Umax (L)	UF (L)
SDEM-RT	248.48	164	1.51	0.000273	0.0035	899.09	0.69	113.16	1303.03	1403.03
J-R750m ³	372.68	305	1.22	7.51 10 ⁻⁵	0.0041	950.97	0.84	256.2	1132.10	1232.10
I-R250 m ³	140.62	80	1.75	0.00021	0.2396	4408.62	0.63	50.4	6997.81	1097.81

VII.6 Conclusion:

A travers ce chapitre nous avons vu comment évoluer un régime transitoire après une rupture d'une pompe, ainsi que la description physique du phénomène du coup de bélier et en fin nous avons vu comment calculer la surpression, la dépression et comment faire le dimensionnement du réservoir d'air par la méthode de VIBERT:

On a choisi la méthode de VIBERT pour les raisons suivantes :

- C'est une méthode graphique simplifiée pour la détermination du volume d'air.
- Valable pour les petites installations.
- Abstraction des pertes de charge dans la conduite.
- Non prise en compte de l'organe d'étranglement

CHAPITRE VIII : POSE DE CANALISATION ET ACCESSOIRES

VIII.1 Introduction

La pose de canalisation représente une étape très importante pour la stabilité de celle-ci qui devra s'abriter pendant des années.

Dans ce chapitre on va étudier tous les cas qui vont se présenter dans notre projet afin d'éclairer à l'entreprise tous les obstacles qui risquent d'être confrontés pour mieux les gérer par la suite.

VIII.2 Pose des canalisations

VIII.2.1 Le Principe de pose des canalisations

La manutention des tuyaux de toute espèce doit se faire avec les plus grandes précautions.

Les tuyaux sont posés directement sur le sol ou dans le fond des tranchées, il convient d'éviter de les rouler sur les pierres ou en sol rocheux, sans avoir constitué au préalable, des chemins de roulement.

Tout tuyau qu'aurait subi une fausse manœuvre doit être considéré comme suspect et ne peut être posé qu'avec une nouvelle vérification.

Au moment de leur mise en place, les tuyaux de toute espèce sont examinés et soigneusement débarrassés de tous corps étrangers qui pourraient y avoir été introduits.

Les tuyaux sont présentés bien dans le prolongement les uns des autres en facilitant leur alignement au moyen de cales provisoires sont également disposées aux changements de direction. Ces cales sont constituées à l'aide de mottes de terre bien tassées ou de coins en bois. Le calage provisoire au moyen de pierres est rigoureusement interdit.

La profondeur de la tranchée sera suffisante pour obtenir la couverture minimum exigée. En terrain meuble, les tuyaux seront posés directement sur le fond de la tranchée soigneusement préparé. En terrain dur, les tuyaux seront posés sur un lit de pose de matériaux (sable).

A chaque arrêt de travail, les extrémités des tuyaux en cours de pose sont obturées à l'aide d'un tampon pour éviter l'introduction de corps étrangers ou animaux.

Les conduites en acier sont soudées sur le bord de la tranchée et ensuite basculées dans la tranchée grâce à leur flexibilité. Les autres matériaux sont installés de bout à bout à l'intérieur de la tranchée.



Figure N°VIII.1: Pose d'une conduite au bore d'une route

VIII.2.2 Traversée d'oued

La traversée de la conduite à travers un oued se fait en accrochant la conduite par des ceintures en acier sous le pont.

- Dans notre projet la conduite devra passer par 6 traversées d'oued.

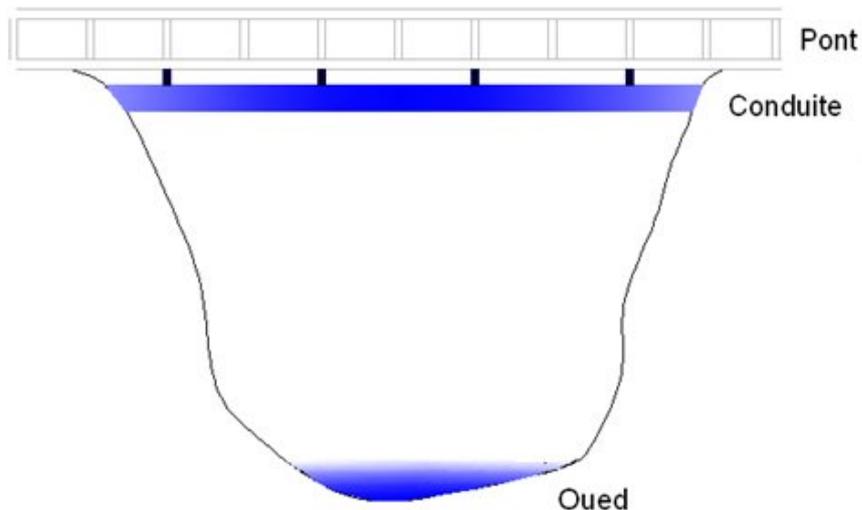


Figure N°VIII.2: traversée d'une rivière

VIII.2.3 Traversée de route nationale

Au niveau de la traversée de la RN11 à la sortie de la SDEM ; la conduite est en PVC protégée dans un fourreau en béton armé, repose sur un lit de sable de 30cm, de part et d'autre de la traversée un regard pour le raccordement des conduites est projeté.

VIII.2.4 Pose de canalisation en forte pente

La pose en pente d'une canalisation peut être faite en deux façons:

- En réalisant des massifs en béton.
- En réalisant un massif en béton en tête de tronçon verrouillé .

Au-delà d'une certaine pente (25%) les frottements entre la canalisation et les terres sont insuffisants pour maintenir la conduite. Il convient alors d'équilibrer la composante de gravité par l'utilisation de butées d'ancrage ou de joints verrouillés, les deux techniques pouvant être associées.

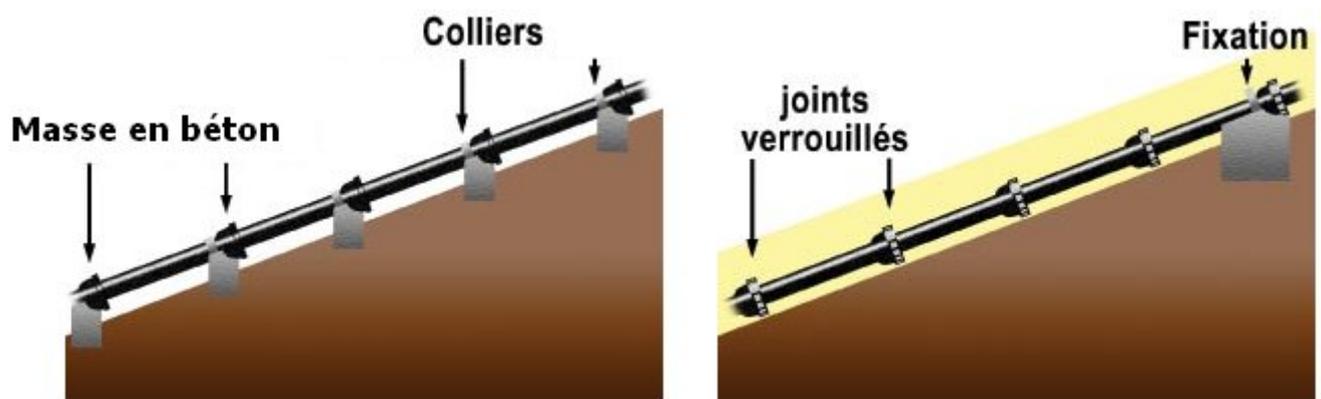


Figure N°VIII.3: Pose de canalisation en forte pente

VIII.2.5 Croisement des conduites existantes

La conduite de raccordement croisera des canalisations existantes qui concernent notamment les conduites d'AEP. La nouvelle conduite passe en dessous de ces canalisations, avec une distance minimum de 0.3m dans le cas d'une conduite d'AEP.

VIII.3 Accessoires

Le long d'une canalisation, divers organes et accessoires sont installés, parmi lesquels on distingue les robinets-vannes, les ventouses, les clapets, les organes de mesure (débitmètre, manomètre) et les accessoires anti-béliers afin de:

- Assurer un bon écoulement ;
- Régulariser les pressions et mesurer les débits ;
- Protéger la canalisation ;
- Vidanger une conduite ;
- Chasser ou faire pénétrer l'air dans une conduite.

VIII.3.1 Vannes de sectionnement

Elles sont nécessaires pour l'exploitation du système de transfert et permettent d'en isoler une partie pour l'intervention sans arrêter totalement l'alimentation.

Il est prévu d'installer des vannes intermédiaires au départ de chaque raccordement sur le transfert ainsi que tous les 2500m.

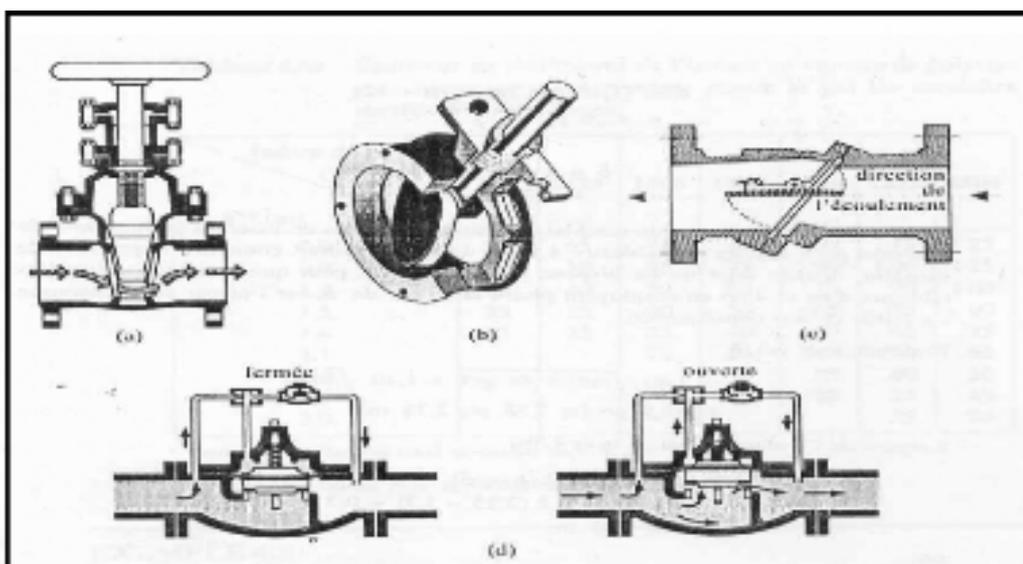
Pour des raisons d'exploitation et de facilité la fermeture, les vannes de diamètre supérieur ou égal à 250mm seront du type papillon .elles seront associées à un by-pass pour permettre la remise en eau progressive.

Elles permettent également de maîtriser les écoulements dans le réseau, donc de mieux gérer celui-ci. Il existe plusieurs types de vannes qui satisfont à des besoins variés. :

a• Les vannes d'isolement : permettent d'isoler certains tronçons qu'on veut inspecter, réparer ou entretenir. On distingue deux types : **les robinets à papillon** pour les conduites de gros diamètres et les **robinets-vannes** pour les conduites de petits diamètres.

b• Les vannes à clapets de non-retour : permettent de diriger l'écoulement dans un seul sens. Elles sont installées sur les conduites de refoulement.

c• Les vannes de réduction de pression : permettent de réduire la pression à une valeur prédéterminée



- a) robinet-vanne
- b) robinet à papillon
- c) vanne à clapet de non-retour
- d) vanne de réduction de pression.

Figure N°VIII.4: les différents types de vanne

Remarque :

Dans notre cas, on prévoit d'installer:

- Les vannes à clapets de non-retour à la sortie de chaque pompe, sur chaque conduite d'arrivée et de vidange des réservoirs, sur la conduite d'aspiration de chaque pompe et au maximum chaque 400m de la conduite gravitaire et de refoulement.
- Les vannes d'isolement type papillon sur chaque conduite de départ du réservoir.

VIII.3.2 Ventouses

La ventouse est un appareil de dégazage qui est actionnée par la simple présence d'air. Une bille placée en dessous de la purge, vient boucher l'orifice quand elle est poussée par l'eau (poussée d'Archimède). Si de l'air s'accumule à cet endroit, le niveau d'eau descend et la bille également : l'orifice est alors libre d'évacuer les gaz prisonniers. Les gaz disparus, le niveau de l'eau peut alors remonter et la bille revenir obstruer l'orifice de la ventouse. C'est également en ces points qu'il faut faire une admission d'air lors des vidanges.

a- Rôles de la ventouse

1-La ventouse laisse échapper l'air:

- a) à tous les points les plus hauts
- b) à tous les points hauts intermédiaires
- c) sur des grandes longueurs en montée ou descente (Installation tout les 800 m)
- d) après les pompes

2- La ventouse permet l'admission d'une quantité suffisante d'air:

- e) à tous les points du réseau où on peut avoir un risque de présence d'un vide (après une fermeture rapide de vanne pour sécuriser de rupture de la conduite.

Le choix de la ventouse est faite directement en fonction du diamètre de la conduite .Elle est désignée par le diamètre de l'orifice assurant l'évacuation de l'air.

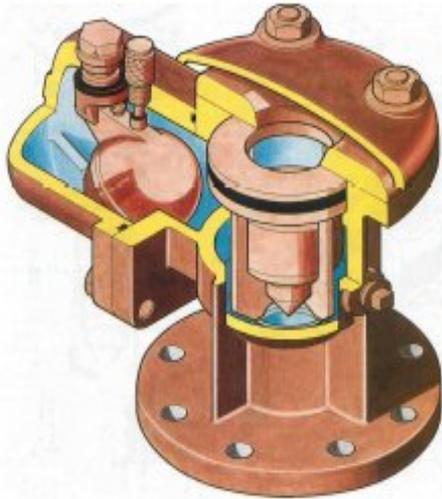
Tableau N°VIII.1: le choix de la ventouse en fonction du diamètre de la conduite.

DIAMETRE DE LA CONDUITE	TYPE DE VENTOUSE
D<250mm	D 50mm
250<D<400 mm	D 80mm
400<D<500 mm	D100mm
500<D<800 mm	D150mm
800<D<1000 mm	D200mm

b- Types de ventouses :

Il existe deux types de ventouse :

- Ventouse simple : assure le dégazage des conduites à haute pression.
- Ventouse à deux orifices réunis en un seul appareil.



Ventouse à double orifice



Ventouse simple

Figure N°VIII.5: *Les différents types de ventouses*

VIII.3.3 Vidange

Les vidanges ont pour fonction d'évacuer l'eau à partir de la conduite lors de l'entretien ou en cas de problème, elles sont prévues:

- A tous points bas du profil de la conduite.
- D'un coté ou de part et d'autre des vannes de sectionnement, la ou la fermeture de celles-ci crée un point bas.

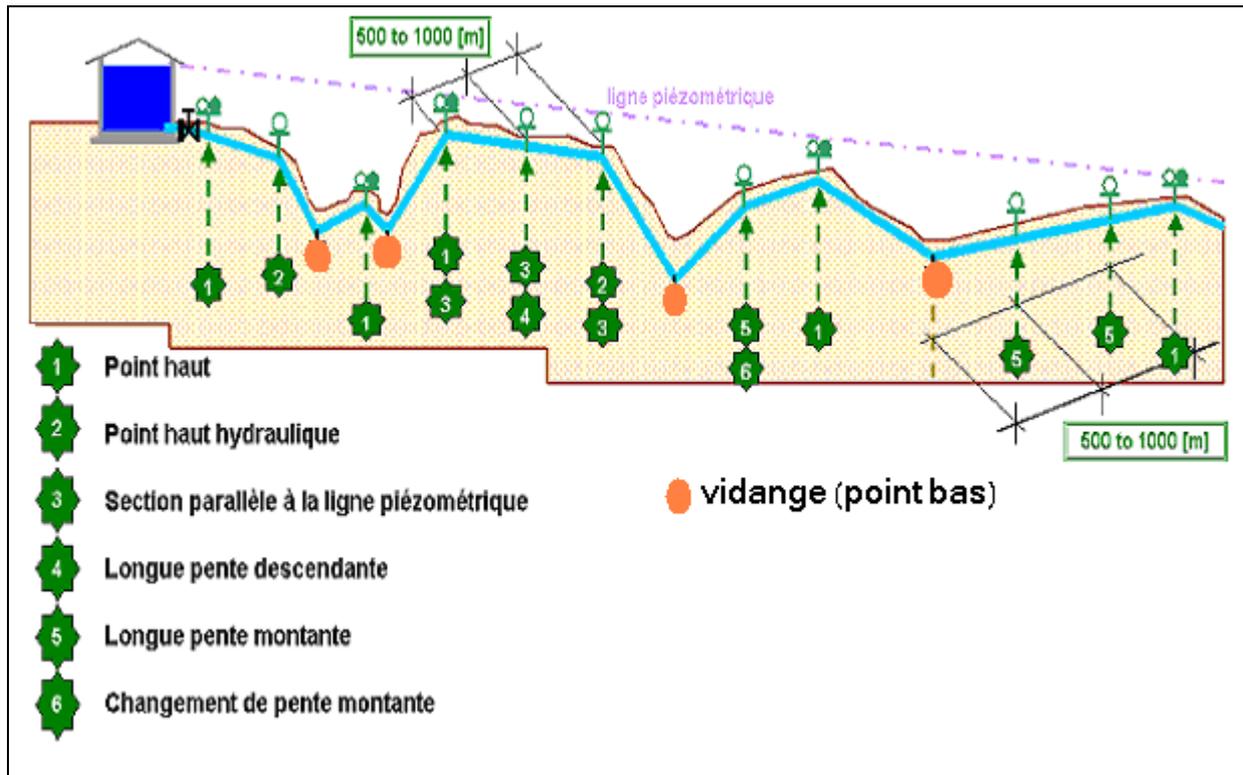


Figure N°VIII.6 : Endroits de positionnement des ventouses et vidanges.

VIII.3.4 Clapet anti-retour

Un tel dispositif permet de contrôler le sens de circulation d'un fluide quelconque. Il permet le passage d'un liquide, d'un gaz, d'air comprimé, ... dans un sens et bloque le flux si celui-ci venait à s'inverser. Les différentes sortes de clapets sont:

- **Anti-retour à clapet guidé:** bonne étanchéité même à faible pression. La rapidité de fermeture peut-être fonction du ressort. Employé sur conduite horizontale et verticale.
- **Clapet anti-retour à battant:** le battant en position levé permet un débit important. Un mécanisme de contre-poids ou un ressort permet une fermeture régulée. Employé pour une fréquence de manœuvre faible.
- **Clapet anti-retour à double battant:** Permet d'éviter les *coups de bélier*.
- **Clapet anti-retour à bille:** Une bille libre assure la fermeture par contact sur un siège conique. Système simple, idéal pour les fluides agressifs ou chargés.
- **Clapet à disques concentriques:** Très bonne limitation des *coups de bélier* du fait que l'amplitude des disques est très faible. Adapté pour les cadences élevées. Employé par exemple sur le système de compression du dispositif de climatisation d'automobile.

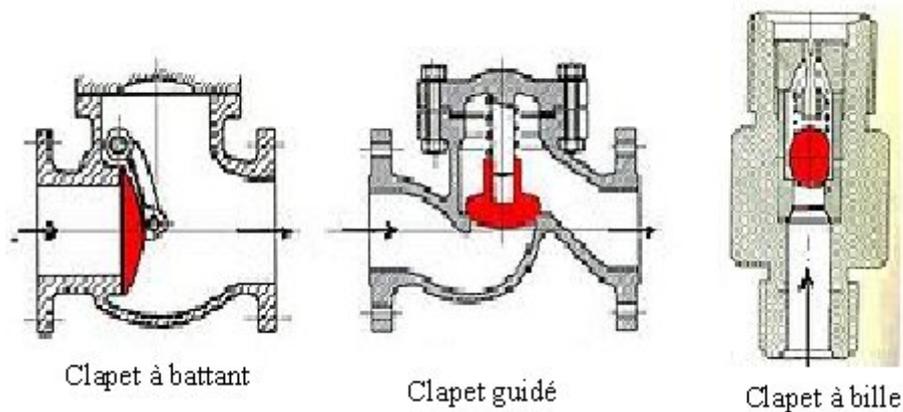


Figure N°VIII.7: *Les différents types de clapet*

VIII.3.5 Les poteaux d'incendie :

Ils permettent de fournir aux pompiers l'eau dont ils ont besoin pour combattre les incendies. Ils sont reliés aux conduites du réseau par des conduites de raccordement dotées d'une vanne d'isolement. Un poteau d'incendie doit comporter au moins deux prises latérales de 65 mm de diamètre et une conduite de 100 mm de diamètre si le débit excède 5000 l/mn ou la pression est faible.

La superficie desservie par un poteau d'incendie dépend du débit nécessaire pour combattre les incendies ; plus le débit est élevé, plus les poteaux sont nombreux et rapprochés.

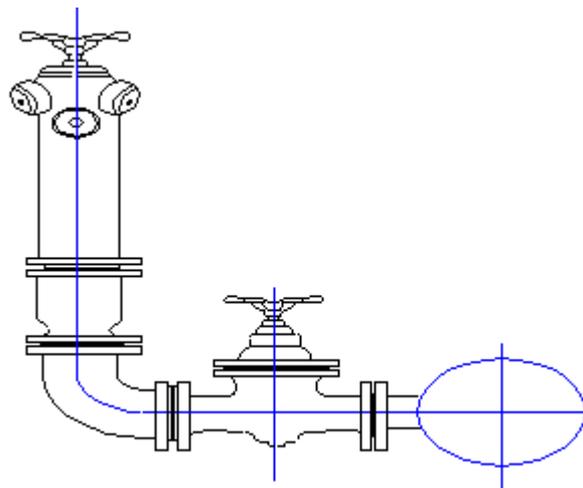


Figure N°VIII.8: *Poteau d'incendie*

VIII.3.6 By-pass

Le by-pass est utilisé pour :

- Faciliter la manoeuvre de la vanne à fermeture lente ;
- Remplir à débit réduit, la conduite avant sa mise en service ;
- Relier la conduite d'arrivée à la conduite de départ du réservoir.

Dans notre cas, les by-pass sont placés parallèlement aux vannes de sectionnement se trouvant le long de la conduite gravitaire et de refoulement pour remplir les deux premiers rôles, et à l'intérieur de la chambre de vannes pour remplir le troisième rôle.

VIII.3.7 Les organes de mesure

1- Mesure de débit

Les appareils les plus utilisés au niveau des installations sont :

- Le diaphragme
- Le venturi
- La tuyère

On crée une contraction de la section d'écoulement. Cette contraction entraîne une augmentation de la vitesse d'écoulement au droit de l'appareil se traduisant par une diminution de la pression. La mesure s'effectue avec un capteur de pression différentielle. L'inconvénient des débitmètres déprimogènes est leur faible pression à débit réduit. En pratique, la mesure est inutilisable au dessous de 10% du débit maximal.

2- Mesure de pression

Les appareils les plus utilisés en grande installation sont :

- Les manomètres à aiguilles ;
- Les manomètres à soufflet

Les manomètres à aiguilles sont également utilisés dans les laboratoires de recherche. Le mouvement est transmis à l'aiguille soit par secteur denté soit par levier soit par membrane. L'avantage de la transmission est la facilité d'étalonnage et son inconvénient réside dans l'usure rapide de la denture surtout si le manomètre subit des secousses (vibrations).

Les manomètres commandés par denture et levier présentent une étendue de mesure jusqu'à 6000 atmosphères. L'exactitude des indications est de 1 à 6% de la limite supérieure de l'étendue de mesure.

Les manomètres commandés par membrane supportent une étendue de mesure jusqu'à 30 atmosphères. La pression est de 2 à 5% de la limite supérieure de la graduation. La déformation maximale au centre de la membrane ne dépasse pas 2mm. On les utilise également pour les gaz. Si les eaux sont agressives, la membrane est couverte d'un revêtement protecteur.

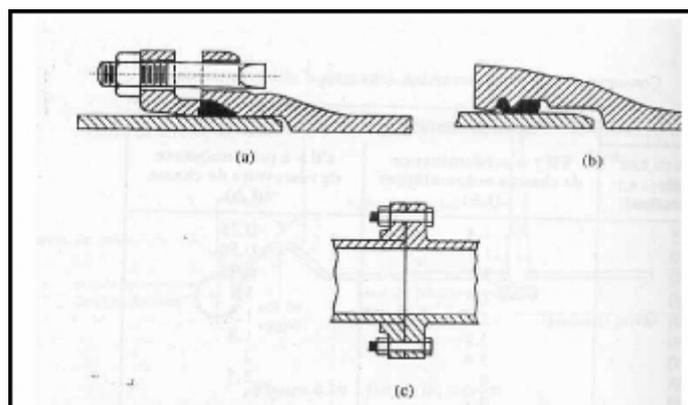
Les manomètres à soufflet sont des manomètres dont l'organe actif est un élément élastique en forme de soufflet. Sous l'effet de la pression le soufflet se déforme dans la direction axiale. Cette déformation pouvant atteindre 10% de la longueur du soufflet. Par rapport aux manomètres liquides, les manomètres à soufflet présentent l'avantage d'éliminer le danger de gel. L'inconvénient des manomètres à membrane est leur sensibilité aux vibrations, en plus, les soufflets ne supportent pas les surchauffages.

VIII.3.8 Les joints

Ils ont pour fonction d'assurer l'étanchéité des jointures des tuyaux et faire face aux sollicitations mécaniques et chimiques. Pour cela, ils doivent épouser parfaitement la loge qui leur est destinée.

Les joints constituent la partie la plus fragile de la canalisation à cause de leur souplesse ; tout mouvement du tuyau s'articule sur le joint, ce qui provoque en lui des usures mécaniques. L'action des produits chlorés de l'eau et le dessèchement induisent le vieillissement des joints.

Il existe trois principaux types de joints : mécaniques, à emboîtement et à bride. Les joints mécaniques ou à emboîtement sont utilisés pour relier les conduites enfouies dans le sol, alors que les joints à bride sont utilisés pour raccorder des tronçons à l'intérieur des constructions (station de pompage, station de traitement, etc.).



a) mécanique, b) à emboîtement, c) à bride

Figure N°VIII.9 : les différents types de joints

VIII.4 Conclusion

Étant donné que nous avons une adduction à diamètre variable, la largeur de la tranchée ne sera pas constante le long du tracé, mais variable selon le changement de diamètre. Afin d'assurer un bon fonctionnement de l'adduction, les accessoires doivent être installés soigneusement, pour cela les raccordements seront effectués par des personnes qualifiées et compétentes.

CHAPITRE IX : ORGANISATION DE CHANTIER

IX.1 Introduction :

L'objet fondamental de ce chapitre, est d'apporter une contribution à l'organisation des travaux, qualifiant les choix des engins et de successions des tâches qui influent sur le coût du projet et son délai d'exécution.

IX.2 Excavation des tranchées :

Cette opération se divise en deux étapes :

IX.2.1 Enlèvement de la couche végétale :

Pour la réalisation de cette opération, on opte pour un bulldozer ou un angledozer.



Figure N°IX.1: *Angledozer*

IX.2.2. Le déblai :

Selon les caractéristiques du terrain ; le déblai sera réalisé mécaniquement. La profondeur minimale de la tranchée à excaver doit atteindre 1 m pour les raisons suivantes :

- Pour garder la fraîcheur de l'eau pendant les grandes chaleurs.
- Pour protéger la canalisation contre le gel.

La largeur de la tranchée doit être grande pour qu'un homme puisse travailler sans difficulté et elle augmente avec les diamètres des conduites à mettre en place.

L'excavation des tranchées s'effectue par tronçon successif en commençant par les points hauts pour assurer s'il y a lieu l'écoulement naturel des eaux d'infiltrations.

Donc l'excavation nécessite la détermination de plusieurs paramètres tels que :

La profondeur de la tranchée « H_{tr} »

La largeur de la tranchée « b »

Pour la réalisation de cette opération, on opte pour une pelle mécanique.



Figure N°IX.2 : *Pelle mécanique*

IX.2.2.1. La profondeur de la tranchée

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

$$H_{tr} = D + h + h_1$$

Avec :

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

D : diamètre de la conduite (m).

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

On prend : $h = 1$ m.

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

D'où :

$$H_{tr} = 1,15 + D$$

IX.2.2.2 Largeur de la tranchée

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

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

Avec :

b : largeur de la tranchée (m)

D : diamètre de la conduite (m).

IX.2.2.3 Volume à excaver

$$V_D = S_t \cdot L = (b \cdot H_{tr}) \cdot L$$

Avec :

V_D : Volume du déblai (m^3)

S_t : La section de la tranché (m^2).

L : La longueur de la tranché (m).

b : La largeur de la tranché (m).

H_{tr} : La hauteur de la tranché (m).

Tableau N°IX.1: calcul du volume du déblai

D (mm)	L (m)	b (m)	H _{tr} (m)	S _D (m ²)	V _D (m ³)
90	293	0.69	1.24	2.39	701.20
160	349.5	0.76	1.31	2.71	947.73
200	1449.75	0.8	1.35	2.90	4207.89
250	1213.25	0.85	1.4	3.15	3821.73
300	3871.25	0.9	1.45	3.40	13191.28
400	10911.5	1	1.55	3.95	43127.70
450	9242.75	1.05	1.6	4.24	39189.26
500	1221.5	1.1	1.65	4.53	5542.55
550	5001.25	1.15	1.7	4.84	24231.05
600	909	1.2	1.75	5.16	4692.71
Volume total					139 653.15

*D'après ce tableau, le volume total du déblai est de **139 653.15 m³**.

IX.2.2.4 Détermination de la capacité du godé

A travers ce volume calculé, nous déterminons la capacité du godet pour notre pelle.

Tableau N°IX.2 : Capacité du godet en fonction du volume de terrassement

volume du terrassement par une pelle (m ³)	≤10000	≥10000	>20000	>100000
capacité du godet (m ³)	0.25-0.35	0.5-0.65	1-1.25	1.5

*Comme le volume total est supérieur à 100000 m³, on opte pour une pelle avec une capacité du godet égale à **1.5 m³**.

IX.2.2.5 Rendement d'exploitation de la pelle choisie

Le rendement de la pelle est donné par la relation :

$$R_p = \frac{3600 \times q \times K_r \times K_t}{T_c \times K_f} \quad (m^3/h)$$

Avec :

q : capacité du godet 1.5 m³.

K_r : coefficient de remplissage du godet K_r = 0,8 - 0,9 on prend K_r = 0,8

K_t : coefficient d'utilisation du temps dépend de la nature du sol et de l'habilité du

Conducteur: K_t = 0,7- 0,9 prenons K_t = 0,8

K_f : coefficient de foisonnement du sol K_f = 1,2.

T_c : la durée d'un cycle de remplissage du godet T_c = (15-30) s, on prend T_c = 20 s.

$$AN : R_p = \frac{3600 \times 1.5 \times 0,8 \times 0,8}{20 \times 1,2} = 144 m^3 / h$$

Si on prend une durée de travail de 8 heures par jour $R_p = 1152 m^3/j$.

IX.3 Le volume des remblais

Le volume des remblais est : $V_R = S_R \cdot L$

La surface de remblai est : $S_R = S_D - S_c - S_s$

Avec :

S_D : surface du déblai (m^2)

S_c : surface de la conduite (m^2)

S_s : surface du lit de sable (m^2).

Tableau N°IX.3: calcul du volume du remblai.

D (mm)	L (m)	$S_c(m^2)$	$S_s(m^2)$	$S_D(m^2)$	$S_R(m^2)$	$V_R(m^3)$
90	293	0,0063585	0,103	0,855	0,745	218,50
160	349.5	0,020	0,114	0,995	0,861	301,09
200	1449.75	0,031	0,12	1,08	0,928	1 346,23
250	1213.25	0,049	0,127	1,19	1,013	1 229,55
300	3871.25	0,070	0,135	1,305	1,099	4 255,85
400	10911.5	0,125	0,15	1,55	1,274	13 905,61
450	9242.75	0,158	0,157	1,68	1,363	12 602,83
500	1221.5	0,196	0,165	1,815	1,453	1 775,75
550	5001.25	0,237	0,172	1,955	1,545	7 727,11
600	909	0,282	0,18	2,1	1,637	1 488,39
Volume total						44 851

*D'après ce tableau, le volume total du remblai est de **44 851 m³**.

Pour la réalisation de cette opération, on opte pour un bulldozer ou un angledozer.

IX.4 Le compactage

Le compactage ou tassement des sols est l'augmentation de leur densité apparente résultant de l'application d'une charge sur ces derniers.

Pour cette opération on utilise un compacteur à rouleau lisse.



Figure N°IX.3: Rouleau lisse

IX.5 La durée d'excavation

Connaissant le volume de terre à excaver et le rendement de l'engin le temps d'exploitation sera :

$$T = \frac{V}{R_p} = \text{jours}$$

V : volume du sol excavé (m³) .

R_p : capacité du godet en jour (m³/jour)

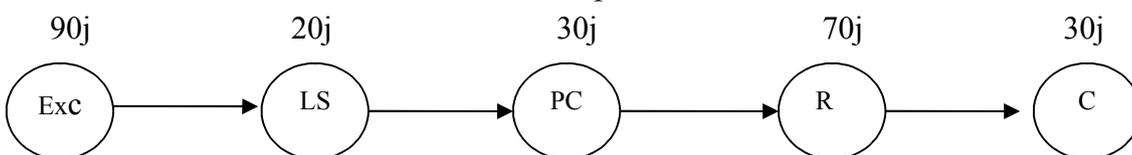
AN : $T = \frac{184504.12}{1152} = 160 \text{ jours} = 5 \text{ mois et } 10 \text{ jours}$

Elaboration du réseau selon la méthode **CPM**

Les principales taches sont:

- ✓ Excavation de la tranchée - Exc
- ✓ Lit de sable - LS
- ✓ Pose de conduite - PC
- ✓ Remblais – R
- ✓ Compactage – C

Donc le réseau a nœud de ces tache est représenté comme suit :



Remarque :

La durée totale du projet est de **240 jours**, cette durée peut être diminuée si on utilise plusieurs engins en même temps.

IX .6 Devis des travaux

Tableau N°IX.4 : *Devis des différents travaux de pose de conduite.*

Désignation de travaux	unité	Prix unitaire DA	Volume des travaux	Montant DA
Les déblais	m ³	300	55 004,143	16 501 243
Le lit de sable	m ³	150	44 851	13 455 291
Les conduites	ml	2500	34462,75	86156875
Les remblais	m ³	300	34462,75	86 156 875
Total				202 270 284

Remarque :

Le coût total du projet est de **202 270 284 DA**

IX.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.
- Le coût total du projet qui est de 202 270 284 DA.
- La durée du projet qui est de 240 jours.
- Les engins à utiliser qui sont principalement l'angledozer, pelle, rouleau lisse.

CHAPITRE X : PROTECTION ET SECURITE DE TRAVAIL

X.1 Introduction

Ce chapitre a une importance non négligeable tant du point de vue économique que social. Au cours des dix dernières années, le nombre des accidents du travail dus au matériels et engins de terrassement a été réduit de moitié. Une tendance qui exprime les évolutions touchant à la sécurité des matériels et à la formation des personnels.

Cette baisse concerne aussi les accidents graves dont le nombre est passé de 1531 en 1990 à 852 en 1999, cette évolution encourageante ne doit pas pour autant masquer la particulière gravité de ces accidents que soulignent le cercle de sécurité suivant.

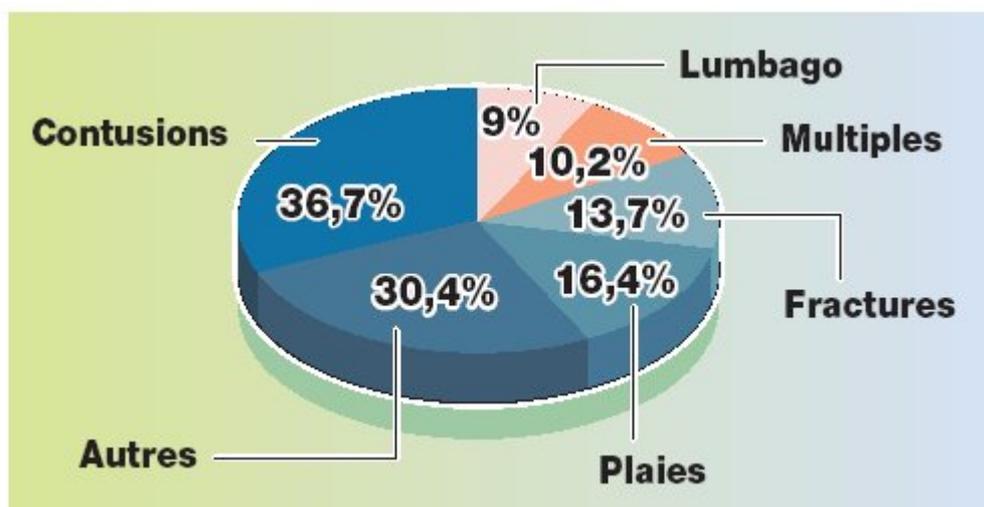


Figure N°X.1 : Pourcentage des différentes natures d'accident

X.2 Les causes des accidents de travail dans un chantier

Comment établir l'arbre des causes ? On écrit sur un graphique toutes les causes de l'accident : certaines découlent les unes des autres et donc s'enchaînent linéairement et forment une branche, certaines sont indépendantes mais provoquent l'accident par leur réunion et forment donc plusieurs branches.

Chaque élément de chaque branche est un facteur potentiel et une cible pour la prévention : si on coupe une seule des branches principales, l'accident ne peut pas se produire ou se reproduire.

La survenue d'un accident de travail regroupe par conséquent plusieurs facteurs :

- humain,
- l'organisation du travail : ambiance physique, facteurs sociaux...,
- la tâche et ses exigences,
- Le matériel

*Les causes fréquentes des accidents travail sont :

- Mauvaise conception des engins
- Catachrèse : utilisation d'une machine en dehors de ses limites ou de l'usage pour lequel il est prévu
- Contraintes de la tâche, rendement
- Défaut d'organisation générale du travail
- Manque d'information sur l'état du système
- Facteurs liés au groupe : le taux d'accident de travail peut être considéré comme un indice de tension entre le personnel et l'entreprise
- Défaut de formation technique

*Durant chaque phase de la réalisation d'un projet en alimentation en eau potable, le risque de produire un 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 finition du projet (travaux d'entretien des pompes, des installations)

X.3 La prévention

X.3.1 Les partenaires de la prévention

X.3.1.1 Dans l'entreprise

- Le chef d'entreprise est le seul responsable de la sécurité
- Le service médical : médecin du travail, infirmières du travail, technicien hygiène et sécurité...
- Le service de sécurité dans les grandes entreprises.
- Le comité d'entreprise et les délégués du personnel.

X.3.1.2 En dehors de l'entreprise

- Le service de prévention
- Les comités techniques régionaux qui ont un pouvoir financier,
- Les instituts de médecine du travail et les consultations de pathologie professionnelle
- L'inspection du travail,
- Certains organismes agréés par le ministère du travail.

X.3.2 Prévention technique

X.3.2.1 Prévention collective

Elle doit toujours être mise en œuvre en premier lieu. C'est l'employeur, avec le service de sécurité, et conseillé par le médecin du travail, qui organise la prévention dans le cadre de la législation en vigueur afin d'empêcher que l'accident se produise à nouveau en détectant les risques. Les moyens possibles sont nombreux :

- Prévention intégrée : c'est la prévention de conception qui supprime l'existence du risque en installant dès la conception des dispositifs de protection et de sécurité sur les engins et machines dangereuses.
- Entretien des engins
- Contrôle et certification de conformité des engins.
- La signalisation dans l'entreprise doit être évidente et connue de tous, utilisation des couleurs de sécurité (rouge, orange, vert), isolement des zones dangereuses (barrières, écrans, cartons).
- Contrôle régulier du fonctionnement et entretien des systèmes de sécurité.
- Amélioration des techniques de travail : étiquetage des produits, travail en vase clos, aspiration des vapeurs et des poussières, remplacement d'un produit dangereux par un autre quand c'est techniquement possible.
- Amélioration des ambiances de travail (éclairage, bruit, empoussièrement, ambiance thermique)
- Contrôle des matériaux : obligation est faite aux fabricants, importateurs et vendeurs de fournir à l'entreprise toute information sur les produits nouveaux.
- Affichage des consignes de sécurité et du règlement intérieur de l'entreprise. Education sanitaire et développement des facteurs d'hygiène contribuant à la prévention : interdiction de boire, manger et fumer sur les lieux de travail, hygiène stricte (lavage des mains, douches).

X.3.2.2 Prévention individuelle

Elle ne supprime pas le risque mais elle permet au travailleur de le connaître, de l'éviter ou de s'en protéger. Elle repose sur la formation et les protections individuelles.

Formation des salariés à la sécurité :

La formation à la sécurité est sous la responsabilité du chef d'entreprise avec la coopération du service de sécurité (quand il existe) et du médecin du travail. Le temps passé à la formation à la sécurité est payé comme un temps normal de travail et se passe durant les heures de travail.

Elle est obligatoire dans le mois suivant l'embauche ou en cas de changement de poste. Elle passe par l'instruction générale au cours de la scolarité puis par l'enseignement spécifique

lors de la formation professionnelle ; elle enseigne les consignes et les gestes de sécurité, ainsi que la conduite à tenir face à un autre salarié victime d'un accident du travail ou d'une intoxication. Elle doit être renouvelée périodiquement. On procède aussi à des formations spécialisées pour les sauveteurs-secouristes du travail.

Protections individuelles.

Elles sont moins fiables que la protection collective et ne devraient être mises en œuvre que lorsque celle-ci est impossible. La protection individuelle reste souvent indispensable. Elle n'est pas toujours respectée par le salarié ou mise à disposition par l'employeur.

- Combinaisons étanches ou spécifiques à certains risques (Casques de protection contre les objets pouvant tomber),
- Protection des mains : gants, crèmes protectrices, produits de nettoyage spécifiques non nocifs.
- Chaussures de protection (semelle épaisse, antidérapante, avec coquille métallique de protection des orteils)
- Lunettes de sécurité (UV, chaleur, projection de débris)
- Protecteurs auditifs (casques anti-bruit, bouchons d'oreille)
- Masques et cagoules anti-poussières ou contre les gaz
- Moyens de protection anti-chutes

X.3.3 Prévention médicale (Les missions du médecin du travail)

X.3.3.1 Examen clinique, éventuels examens complémentaires.

Le médecin du travail doit s'attacher à dépister les contre-indications médicales à certains postes lors de la visite d'embauche et des visites systématiques, comme par exemple :

- postes dangereux comportant un risque pour le salarié avec une législation particulière
- poste de sécurité avec risque pour le travailleur ou pour les autres salariés, recherche d'épilepsie, diabète, problème cardiaque, examen psychotechnique...

En aucun cas, le médecin du travail ne doit accepter un risque grave pour le travailleur lui-même et pour son entourage.

X.3.3.2 Information du salarié par le médecin du Travail.

Elle porte :

- sur les risques encourus et les précautions à prendre. Cette information doit précéder la prise de poste et être renouvelée régulièrement à chaque visite médicale ou lors de la visite des lieux de travail.
- sur les résultats des analyses biologiques de surveillance, lors de l'exposition à des risques particuliers (plomb, benzène, rayonnements ionisants·). Le salarié doit être également informé des mesures de prévention et des contrôles effectués dans les locaux de travail.

X.3.4 Prévention pour les conducteurs d'engin

- Lire la notice d'utilisation de l'engin.
- Déterminer l'ordre des opérations en respectant les plans et cahiers des charges.
- Contrôler la machine avant et après démarrage.
- Adapter l'équilibre de l'engin et la tâche (creuser, saisir, lever, pousser, charger).
- Déblayer le terrain.
- Procéder au nivellement selon les situations dans toutes les dimensions (cotes) définies.
- Creuser des tranchées selon les indications topographiques.
- Remblayer à la surface ou en profondeur (une fouille).
- Réaliser un talus d'après des gabarits.
- Remplir une fiche technique d'intervention.
- Prendre les mesures de sécurité assurant la protection individuelle et collective.
- Assurant la maintenance de premier niveau des outils et du matériel.
- Communiquer les défauts aux supérieurs.

X.4 Conclusion

La prévention devrait tendre à ne plus être conçue comme un correctif et s'appuyer uniquement sur des critères défensifs. Avec les avancées du progrès technique et scientifique, on doit pouvoir en saisir les acquis pour renverser la tendance, c'est à dire faire de la prévention une action offensive pour qu'il n'y ait plus de risques.

A cet effet, il convient d'accorder d'avantage d'intérêt aux aspects éducationnels de l'homme au travail afin de lui permettre une grande maîtrise de l'outil de production et une plus grande adaptation à son environnement.

Conclusion générale

Dans ce mémoire de fin d'étude, nous avons procédé à l'étude d'un projet d'alimentation en eau potable des communes côtières qui se situent à l'Ouest de la wilaya de Tipaza.

Dans un premier temps, un important travail de collecte des données sur les caractéristiques de la population a été réalisé sur place avec l'aide des différentes administrations concernées.

Dans un second temps, une analyse approfondie des documents ainsi rassemblés a pu être faite, Cette analyse a permis de déterminer l'état actuel de l'approvisionnement en eau des villes du projet dont principalement les ouvrages de stockage par un diagnostic et une réhabilitation pour les réservoirs en mauvais état.

Dans un troisième temps, un dimensionnement du réseau d'adduction ainsi que le choix du nombre et type pompe utilisé pour les conduites de refoulement. Et pour le bon fonctionnement et la protection des conduites contre le phénomène du coup de bélier, une étude et un dimensionnement des réservoirs d'air ont été faits.

En dernier lieu, pour la réalisation de notre projet on n'a développé dans deux chapitres l'organisation de chantier et protection et sécurité de travail avec quelque conseil et recommandations pour la réalisation de notre projet dans les meilleures conditions qu'elles soient.

Cette étude nous a permis de mettre en pratique, toutes les connaissances que nous avons acquises dans tous les domaines de l'hydraulique durant notre cycle de formation, et j'espère que, ce modeste travail peut servir, aux autorités civiles ainsi qu'aux entreprises d'exécutions des travaux, comme référence, pour la réalisation de ce projet.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Ouvrages généraux

- [1] **A. DUPONT** « Hydraulique urbaine », Tome II, édition Eyrolles, Paris
- [2] **J.BONNIN** «Hydraulique urbaine », édition Eyrolles, Paris 1986, p108
- [3] **ERIC DROUART** et **MICHEL VOUILLAMOZ**«Alimentation en eau des populations menacées», édition Hermann 1999.
- [4] **JEAN PIERE BONNIVILLE** «Hydraulique appliquée aux installations d’extinction», Presse internationales polytechnique 2002.

Mémoires de fin d’étude

- [5] **MOUHAMED SOULEYMEN** « Incidence des réservoirs sur la qualité de l'eau» 1-0010-99/01
- [6] **HAMIDAT DAHMAN** « Etude du transfert d’eau potable à partir de l’Oued Sear pour l’alimentation de la ville de Djelfa» 1-0012-06/03

Site internet

- [7] www.wikipedia.org/wiki/Tipaza.fr
- [8] www.memoireonline.com
- [9] www.interaide.org/pratiques
- [10] www.med.univ-rennes1.fr
- [11] www.mescoursdegeniecivil.wifeo.com
- [12] www.travail-et-securite.fr
- [13] www.pamapplications.com

Annexe1: Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants

HEURES	NOMBRE D'HABITANTS				
	Moins de 10000	10 001 à 50 000	50001 à 100000	Plus de 100000	Agglomération de type rurale
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

Annexe2: Modules d'élasticité et coefficient de poisson des matériaux (MEUNIER)

MATERIAUX	MODULE D'ÉLASTICITÉ (YOUNG) EN PASCAL	COEFFICIENT DE POISSON Y
PVC	$3 \cdot 10^9$	0.3
ACIER	$2 \cdot 10^{11}$	0.46 -0.5
FONTE	$1 \cdot 10^{11}$	0.3
AMIANTE CIMENT	$2.28 \cdot 10^{10}$	0.3
PEHD	$1.2 \cdot 10^9$	0.45-0.5
PELD	$2 \cdot 10^8$	0.45-0.5
BETON	1 A $5 \cdot 10^{10}$	0.15
ROCHE NON CONSOLIDE	3 A $4 \cdot 10^9$	0.33

Annexe3: Coefficient de poisson pour différents type de sol

MATERIAU DE REMBLAIS	COEFFICIENT DE POISSON Y
TERRE VEGETALE PARTIELLEMENT COMPACTE (HUMIDE)	0.33
TERRE VEGETALE SATUREE	0.37
MATERIAU DE REMBLAYAGE GRANULEUX, INCOHERENT	0.33
MATERIAU DE REMBLAYAGE, CAILLOUTEUX SABLEUX	0.33
MATERIAU DE REMBLAYAGE, GLAISEUX HUMIDE	0.33
ARGILE JAUNE, HUMIDE, PARTICULIEREMENT COMPACTE	0.33
ARGILE JAUNE OU GLAISE SATURE	0.37
SABLE ARGILEUX SATURE	0.35
SABLE SEC	0.33
SABLE	0.33
REMBLAIS ARGILO LIMONEUX	0.33

ABAQUE

DE M. VIBERT

POUR LE CALCUL SIMPLIFIÉ
DES RÉSERVOIRS D'AIR

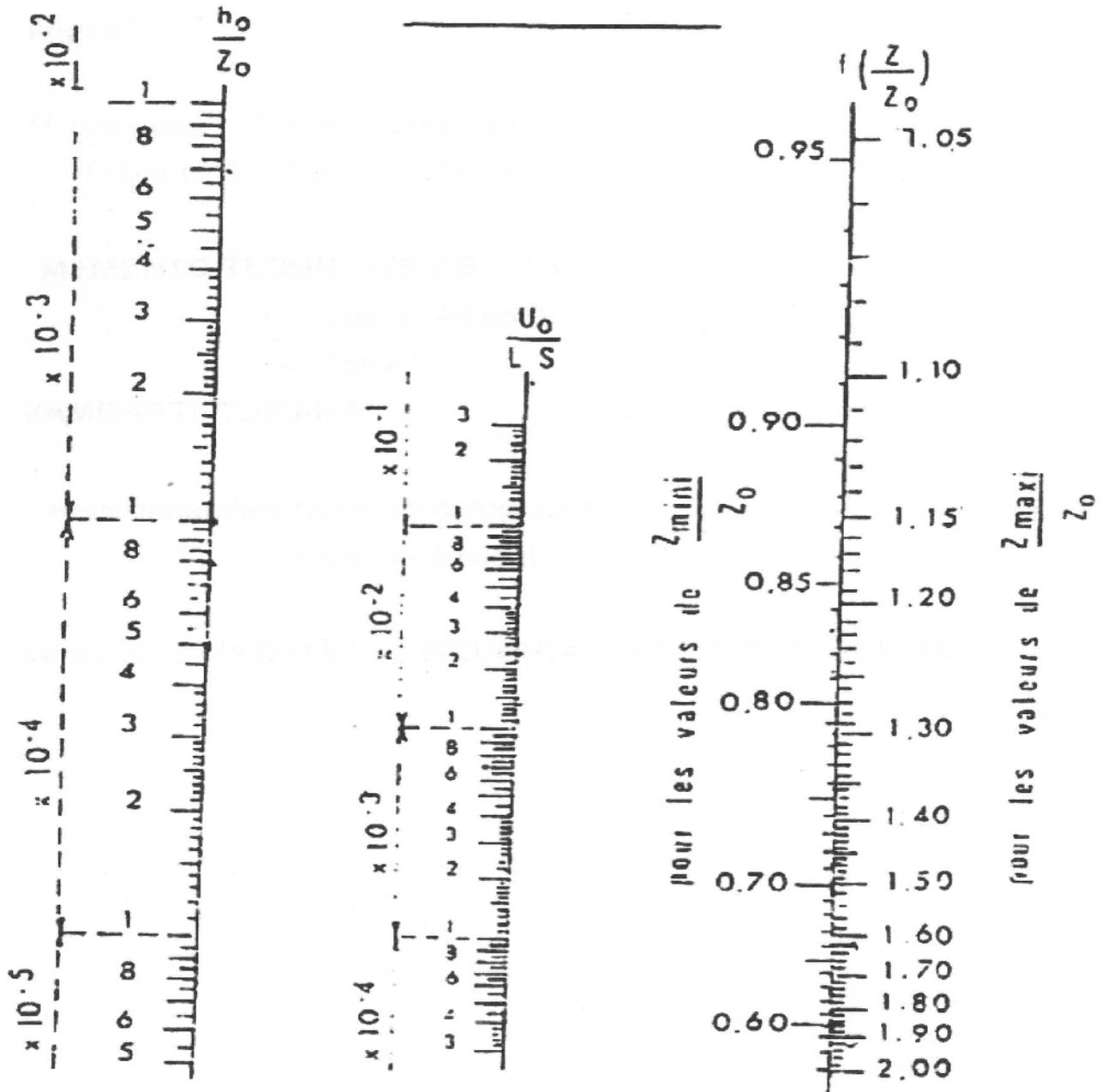


PLANCHE XXVII

Annexe4: Abaque de VIBERT