

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

جامعة محمد الصديق بن يحيى – جيجل –

Université MOHAMED SEDDIK BENYAHIA



Faculté de Sciences Technologie

Département d'Hydraulique

MEMOIRE

Mémoire de Fin de cycle

Pour l'obtention du diplôme de Master en **Hydraulique**

Option: Hydraulique urbaine

Thème

l'alimentation en eau potable de la commune

AMIRA ARRES wilaya de MILA

Présentés par:

- ❖ **Fanit Annisa**
- ❖ **Rekrouk Mouna**

Dirigé par:

- ❖ **Mr Kessili Abd elhak**

Devant le jury composé de :

- ❖ **President: Mr. Abdi ishak**
- ❖ **Examineur: Mr. Ainas Balkacem**

Promotion 2017/2018

Remerciement

Tout d'abord nous remercions DIEU le tout puissant, de nous avoir donné tout le courage et la patience pour mener ce travail à terme.

Nous avons l'honneur et le plaisir de présenter notre profonde gratitude et nos sincères remerciements à notre encadreur Mr Kessili, pour ses orientations et le temps qu'il nous a accordé pour notre encadrement.

Nous le remercions pour son aide et sa disponibilité.

Nous voudrions remercier d'avance l'honorable jury qui aura à apprécier ce travail.

Nous remercions très chaleureusement toutes les personnes ayant contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

Merci

Dédicaces

En signe de respect et de reconnaissance, je dédie ce modeste travail à :

À mes parents les plus chers au monde qui m'ont tout donné, encouragement, soutiens et surtout amour, que dieu le tout puissant les protègent.

À mon très chère mari Adil qui m'a beaucoup encouragé, ainsi qu'à toute ma belle famille.

À ma très chère soeur : Manal.

À mes très chères frères : Zaki, Taha.

À mon binôme Mouna qui est partagées avec moi les moments difficiles pour réaliser ce travail.

À mes neveux et nièces chacun à son nom.

À toute la promo de l'Hydraulique 2017/2018.

Et à tous mes amis de près ou de loin.

Anissa

Dédicaces

En signe de respect et de reconnaissance, je dédie ce modeste travail à :

À mes parents les plus chers au monde qui m'ont tout donné, encouragement, soutiens et surtout amour, que dieu le tout puissant les protègent.

À mes très chères soeurs : Rekia, Massaouda.

À mes très chères frères : Faress, Haroun.

À mon très chère mari Ishak qui m'a beaucoup encouragé, ainsi qu'à toute ma belle-famille.

À mon binôme Anissa qui est partagées avec moi les moments difficiles pour réaliser ce travail.

À mes neveux et nièces chacun à son nom.

À toute la promo de l'Hydraulique 2017/2018.

Et à tous mes amis de près ou de loin.

Mouna

Sommaire

Introduction général:.....	1
----------------------------	---

Chapitre I : Présentation de site

I.1 Introduction :.....	2
I.2 Présentation de la ville :.....	2
I.2.1 Situation Géographique :	3
I.2.2 Situation Climatologique :	3
I.2.2.1 Le Climat :	3
I.2.2.2 La température de l'air :.....	4
I.2.2.3 L'humidité de l'air :	4
I.2.2.4 Le vent :	5
I.2.2.5 La pluviométrie :.....	6
I.2.3 Situation topographique :.....	6
I.2.4 Sismicité de la région :.....	7
I.2.5 Situation hydraulique :.....	8
I.3 Conclusion :	8

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

II.1 Introduction :	9
II.2 Estimation des besoins :.....	9
II.2.1 Evaluation de la population :	9
II.2.2 Catégories des besoins :.....	12
II.2.3 Choix de la norme unitaire de consommation :	12
II.2.3.1 Définition :.....	12
II.2.3.2 Critères de choix de la norme :.....	12
II.2.4 Détermination de la consommation moyenne journalière :	13
II.2.4.1 Besoins en eau domestiques de chaque agglomération :	13
II.2.4.2 Besoins en eau d'équipements publics de chaque agglomération :	13
II.2.5 Récapitulatif des différentes consommations journalière :.....	14
II.2.6 Variation des débits de consommation journaliers :.....	14
II.2.7 Coefficient d'irrégularité maximale (K_{maxj}) :.....	15
II.2.8 Détermination des débits journaliers :	15
II.2.8.1 Consommation maximale journalier($Q_{max.j}$) :	15

II .2.9 Détermination des débits horaires :	16
II .2.9.1 Débits moyen horaires :	16
II .2.10 Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant :	17
II.3 Conclusion :	23

Chapitre III : Les réservoirs

III.1 Introduction :	24
III.2 Rôle des réservoirs :	24
III.3 L'emplacement du réservoir :	24
III.4 Principe de fonctionnement :	26
III.5 Choix du type de réservoir :	26
III.6 Classification des réservoirs :	27
III.7 Les équipements du réservoir :	28
III.7.1 Conduite d'adduction :	28
III.7.2 Conduite de distribution :	28
III.7.3 Conduite de trop-plein :	29
III.7.4 Conduite de vidange :	29
III.7.5 Conduite BY-PASS :	30
III.7.6 Matérialisation de la réserve d'incendie :	30
III.7.6.1 Le système à deux prises :	30
III.7.6.2 Le système à siphon :	31
III.8 Calcul de la capacité des réservoirs de stockage :	31
III.8.1 Méthode Analytique :	31
III.8.2 Méthode graphique :	32
III.9 Détermination des capacités des réservoirs :	32
III.9.1 vérification de la capacité du réservoir R1 (réservoir existant) :	32
III.9.1.1 Méthode analytique :	32
III.9.1.2 Méthode graphique :	34
III.9.1.3 Calcul de diamètre de la cuve du réservoir :	36
III.9.1.4 Réévaluation de la hauteur d'eau h :	37
III.9.1.5 la section de la cuve :	38
III.9.1.6 la hauteur totale du réservoir :	38
III.9.1.7 Calcul de la hauteur d'incendie :	38
III.9.2 Dimensionnement du réservoir R2 :	39
III.9.2.1 Méthode analytique :	39
III.9.2.2 Méthode graphique :	41

III.9.2.4 Réévaluation de la hauteur d'eau h :	44
III.9.2.5 la section de la cuve :	44
III.9.2.6 la hauteur totale du réservoir :	44
III.9.2.7 Calcul de la hauteur d'incendie :	44
III.9.3 Dimensionnement du réservoir R3 :	44
III.9.3.1 Méthode analytique :	44
III.9.2.2 Méthode graphique :	46
III.9.2.3 Calcul de diamètre de la cuve du réservoir :	47
III.9.2.4 Réévaluation de la hauteur d'eau h :	48
III.9.2.5 la section de la cuve :	48
III.9.2.6 la hauteur totale du réservoir :	48
III.9.2.7 Calcul de la hauteur d'incendie :	48
III.10 Entretien des réservoirs :	48
III.11 Hygiène et sécurité :	49
III.12 Conclusion :	49

Chapitre VI : Adduction

IV.1 Introduction :	50
IV.2 Type d'adduction :	50
IV.3 Classification de l'adduction:	50
IV.3.1 Adduction gravitaire :	50
IV.3.2 Adduction par refoulement :	51
IV.3.3 Adduction mixte :	52
IV.3.3.1 Adduction mixte gravitaire-refoulement :	52
IV.4 Critères de tracé de la conduite de transfert :	53
IV.5 Description du schéma d'adduction :	53
IV.5.1 Profil en long d'une adduction :	53
V.5.2 Schéma d'adduction :	53
IV.6 Choix du type des conduites :	53
IV.7 étude technico-économique :	55
IV.7.1 Calcul du diamètre économique :	55
IV.7.2 Calcul de la vitesse:	55
IV.7.3 Calcul des pertes de charge :	56
IV.7.3.1 pertes de charge linéaires(H_L) :	56
IV.7.3.2 Les per tes de charge singulières (H_S) :	57
IV.7.3.3 Les pertes de charge totale(H_t) :	57

IV.7.4 Détermination de la hauteur manométrique totale :	57
IV.7.5 Puissance à fournir à la pompe :	58
IV.7.6 Energie consommée par la pompe :	58
IV.7.7 Frais d'exploitation :	58
IV.7.8 Frais d'amortissement :	58
IV.7.9 Bilan général :	59
IV.7.10 Prix des conduites :	59
IV.8 Calcule des conduites gravitaires :	59
IV.9 Equipements de l'adduction :	60
IV.9.1 Robinets vannes :	60
IV.9.1.1 Vanne papillon :	60
IV.9.1.2 vanne opercule :	61
IV.9.2 Ventouses :	62
IV.9.3 Robinets de Vidanges :	62
IV.9.4 Les clapets anti-retour :	62
IV.9.5 Les crépines :	63
IV.10 Calcul des diamètres économiques pour les déférentes conduites :	63
IV.10.1 Adduction par refoulement :	63
IV.10.1.1 Conduite: (forage --Réservoir existant 500m ³) :	63
IV.10.1.2 Conduite: (Station de pompage --Réservoir projeté 750m ³) :	64
IV.10.2 Adduction gravitaire :	66
IV.11 La récapitulatif des résultats :	69
IV.12 Conclusion :	69

Chapitre V : Pompes et station de pompage

V.1 Introduction :	71
V.2 Classification des pompes :	72
V.3 Principe de fonctionnement des pompes :	72
V.3.1 Turbopompes :	72
V.3.2 Les pompes volumétriques :	74
V.4 Les stations pompages :	74
V.4.1 Définition :	74
V.4.2 Les différents types (Roux, 1989) :	75
V.5 Les équipements en aval et en amont des pompes :	75
V.5.1 Equipement en amont : Aspiration	75
V.5.2 Equipements en aval : Refoulement	76
V.6 Point de fonctionnement :	76

V.7 Réglage du point de fonctionnement de la pompe :	76
V.7.1 Première méthode :	76
V.7.1.1 Temps de pompage :	76
V.7.2 Deuxième méthode :	77
V.7.2.1 Le vannage :	77
V.7.3 Troisième méthode :	77
V.7.3.1. Rognage :	77
V.7.4 Quatrième méthode :	77
V.7.4.1 La vitesse de rotation :	77
V.8 Couplage des pompes :	78
V.8.1 couplage en série :	78
V.8.2 Couplage en parallèle:	78
V.9 Choix du type de Pompe :	79
V.10 Choix du nombre de pompes :	79
V.11 Phénomène de cavitation (Roux, 1989) :	79
V.12 Disposition d'ensemble – conception architecturale de la station et ses annexes :	80
V.12.1 Le bâtiment :	80
V.12.2 Eclairage :	81
V.12.3 Ventilation :	81
V.13 Schémas et règles d'installation :	82
V.14 Moteur d'entraînement :	83
V.15 Théorie des moteurs :	83
V.15.1 Moteurs thermiques :	83
V.15.2 Moteur électrique :	84
V.15.3 Genre et type des moteurs électriques :	84
V.15.4 Vitesse de rotation:	85
V.16 Bâtiment de la station de pompage et son génie civil :	85
V.17 Choix de pompe et réglage de point de fonctionnement :	86
V.17.1 Caractéristique de la conduite :	86
V.17.2 Caractéristique de la pompe :	86
V.18 Calage de la pompe :	87
V.19 Dimensionner la station de pompage :	89
V.19.1 Equipements en amont des pompes :	89
V.19.2 Equipements à l'aval des pompes :	90
VI.20 Conclusion :	91

Chapitre VI : Protection des conduites

VI.1 Introduction :	92
VI.2 Le phénomène de coup de bélier :	92
VI.3 Causes fréquentes du coup de bélier :	92
VI.4 Risques dus aux coups de bélier :	93
VI.4.1 Cas de surpression :	93
VI.4.2 Cas de dépression :	93
VI.4.3 Fatigue de la canalisation :	93
VI.5 Analyse physique du coup de bélier :	94
VI.5.1 Cas d'arrêt brusque de la pompe :	94
VI.5.2 Cas de L'arrêt brusque d'une vanne placée en aval d'une conduite :	96
VI.6 Les moyens de protection anti-bélier:	97
VI.7 Etude de coup de bélier :	98
VI.7.1 La valeur du coup de bélier :	98
VI.8 Valeur numérique du coup de bélier :	99
VI.8.1 Calcul des valeurs du coup bélier pour les tronçons :	99
VI.8.2 Dimensionnement du réservoir d'air :	100
VI.8.2.1 Principe de calcul :	100
VI.8.2.2 Principe de construction de l'épure de Bergeron :	102
VI.9 Application du calcul pour les différents tronçons :	105
VI.9.1 Tronçon forage- R1:	105
VI.9.2 Tronçon SP - R2:	105
VI.9.2 Tronçon R1-R2:	109
VI.9.3 Calcul du coup de bélier pour les tronçons gravitaires :	113
V.11 Conclusion :	114

Chapitre VII : Réseau de distribution

VII.1 Introduction :	115
VII.2 Eléments des réseaux d'eau potable :	115
VII.3 Les réseaux de distribution :	115
VII.4 Structure d'un réseau d'alimentation en eau potable (AEP) :	116
VII.4.1 Les conduites :	116
VII.4.2 Les pompes :	117
VII.4.3 Les vannes :	117

VII.4.4 Les nœuds :	117
VII.4.4.1 Les nœuds à débit fixe :	117
VII.4.4.2 Les nœuds à charge fixe :	117
VII.5 Classification des réseaux :	118
VII.5.1 Définition :	118
VII.5.2 Les différents types de réseaux :	118
VII.5.2.1 Les réseaux ramifiés :	118
VII.5.2.2 Les réseaux maillés :	118
VII.5.2.3 Les réseaux étagés :	119
VII.5.2.4 Les réseaux distincts :	119
VII.6 Les conditions sur les vitesses et les pressions :	120
VII.6.1 les vitesses :	120
VII.6.2 les pressions :	120
VII.7 Calcul hydraulique :	120
VII.7.1 Débit de pointe :	120
VII.7.2 Débit spécifique :	120
VII.7.3 Débit en route :	121
VII.7.4 Débit calculé :	121
VII.7.5 Les pertes de charge :	121
VII.7.5.1 pertes de charge linéaires(H_L) :	121
VII.7.5.2 Pertes de charges singulières :	122
VII.7.5.3 Les pertes de charge totale(H_t) :	122
VII.7.6 Calcul des pressions de service du réseau (au sol) :	122
VII.8 Dimensionnement du réseau:	122
VII.8.1 Calcul le débit spécifique :	123
VII.8.2 Calcul les pressions :	124
VII.9 Equipement du réseau de distribution :	125
VII.10 Conclusion	125
Conclusion général :	126

Liste des tableaux

Tableau I. 1 : Température moyenne, maximales et minimales.....	4
Tableau I. 2 : l'humidité moyenne mensuelle	5
Tableau I. 3 : l'humidité moyenne mensuelle	5
Tableau I. 4: La pluviométrie.....	6
Tableau II. 1 : Evolution de la population pour différents agglomérations.	10
Tableau II. 2 : Evolution de la population pour différents horizons.	10
Tableau II. 3 : les besoins domestiques de chaque agglomération.....	13
Tableau II. 4 : les besoins d'équipements publics de chaque agglomération.	14
Tableau II. 5 : Tableau récapitulatif des différentes consommations journalières.....	14
Tableau II. 6 : variations des débits journaliers.	16
Tableau II. 7: Répartition horaire du débit maximal journalier en pourcentage et en	17
Tableau II. 8 :Variation du débit horaire pour les agglomérations Mellal et Taghlissa.....	18
Tableau II. 9: :Variation du débit horaire pour les agglomérations Dar Ayat	19
Tableau II. 10 : Débit maximum et minimum.....	20
Tableau III. 1:Coupe transversale d'un réservoir de stockage de type semi-enterré.	27
Tableau III. 2 : Détermination de la capacité du réservoir R1 par la méthode analytique.....	33
Tableau III. 3 : Détermination de la capacité du réservoir R1 par la méthode graphique	35
Tableau III. 4 : Détermination de la capacité du réservoir R2 par la méthode analytique.....	40
Tableau III. 5 : Détermination de la capacité du réservoir R2 par la méthode graphique	42
Tableau III. 6 : détermination de la capacité du réservoir R3 par la méthode analytique.....	45
Tableau III. 7 : Détermination de la capacité du réservoir R3 par la méthode graphique	46
Tableau IV. 1: Prix de revient des conduites	59
Tableau IV. 2 : Calcul de la Hmt	63
Tableau IV. 3: Calcul les frais d'exploitation	64
Tableau IV. 4 : Calcul les frais d'amortissement	64
Tableau IV. 5 : Calcul du bilan	64
Tableau IV. 6 : Calcul de la Hmt	65
Tableau IV. 7 : Calcul les frais d'exploitation	65
Tableau IV. 8 : Calcul les frais d'amortissement	65
Tableau IV. 9 : Calcul du bilan	66
Tableau IV. 10 : Calcule le diamètre théorique	67
Tableau IV. 11 :Calcul des pertes de charge dans la vanne Jv.....	67
Tableau IV. 12 : Récapitulatif des résultats de calcul du vannage.....	69
Tableau IV. 13 : Tableau récapitulatif des résultats.....	69
Tableau V. 1 : Pression atmosphérique en fonction de la côte.	88
Tableau V. 2 : Pression de vapeur en fonction de la température.	88

Tableau VI. 1 : Avantages et inconvénients des appareils anti-bélier	98
Tableau VI. 2 : Calcul de la valeur maximale du coup de bélier.	100
Tableau VI. 3 : Calcul des pertes des charges dans la tuyère et la vitesse dans la tubulure.	106
Tableau VI. 4 : Calcul du réservoir d'air du tronçon forage- R1	107
Tableau VI. 5 : Calcul du réservoir d'air du tronçon SP - R2 :.....	111
Tableau VII. 1 : Calcul les diamètres et les vitesses de la distribution.	123
Tableau VII. 2 : calcul les pressions	124
Tableau VII. 3 : Fonctions des raccords.....	125

Liste des figures

Figure I. 1 : Localisation de la région d'étude	3
Figure I. 2 : courbe de température (moyenne, maximale et minimales).....	4
Figure I. 3 : l'humidité moyenne mensuelle.	5
Figure I. 4 : courbe vitesse du vent	6
Figure I. 5 : courbe de la pluviométrie	7
Figure I. 6 : Carte sismique de l'Algérie selon les R.P.A version 2003.	8
Figure II. 1 : Evolution de la population de l'agglomération Mellal.	11
Figure II. 2 : Evolution de la population de l'agglomération Taghlissa.	11
Figure II. 3 : Evolution de la population de l'agglomération Dar Ayat	12
Figure II. 4 : Histogramme de consommation journalière de l'agglomération Mellal.	20
Figure II. 5 : la courbe de débit cumulé de l'agglomération Mellal.....	21
Figure II. 6 :Histogramme de consommation journalière Taghlissa.	21
Figure II. 7 : la courbe de débit cumulé de l'agglomération Taghlissa.....	22
Figure II. 8 : Histogramme de consommation journalière Dar Ayat.	22
Figure II. 9 : la courbe de débit cumulé de l'agglomération Dar Ayat.	23
Figure III. 1 : Emplacement des réservoirs.	25
Figure III. 2 : Coupe transversale d'un réservoir de stockage de type semi-enterré.....	26
Figure III. 3 : Coupe transversale d'un réservoir de stockage de type semi-enterré.....	28
Figure III. 4 : conduite de distribution.	28
Figure III. 5 : Matérialisation de la réserve d'incendie.	29
Figure III. 6 : Conduite BY-PASS.	29
Figure III. 7 : Système à deux prises.	30
Figure III. 8 : Système à siphon.	30
Figure III. 9 : La capacité du réservoir R1 par la méthode graphique.	36
Figure III. 10 : La capacité du réservoir R1 par la méthode graphique.	43
Figure III. 11: capacité du réservoir R3 par la méthode graphique.....	47
Figure IV. 1 : Adduction gravitaire.....	51
Figure IV. 2 : Adduction par refoulement.....	51
Figure IV. 3 : représente l'adduction mixte refoulement-gravitaire.	52
Figure IV. 4 : l'adduction mixte gravitaire-refoulement.....	52
Figure IV. 5 : Vanne papillon automatisée.	61
Figure IV. 6 : Vanne opercule.....	61
Figure IV. 7 : Ventouse automatique	62
Figure IV. 8 : Action de décollement de la particule fluide par un vannage.	68
Figure V. 1 : pompe centrifuge.	71
Figure V. 2 : Couplage en série et point de fonctionnement.....	78
Figure V. 3 : Couplage en parallèle et le point de fonctionnement.....	79

Figure V. 4 : phénomène de cavitation.	80
Figure V. 5 : Schéma d'installations.	82
Figure V. 6 : Caractéristique de la pompe PM 80/ 3 A.....	87
Figure VI. 1 : Les quatre étapes d'un cycle de variation de pression.	96
Figure VI. 2 : Principe de fonctionnement d'un réservoir d'air.....	102
Figure VI. 3 : Principe de la construction de l'épure de Bergeron.....	103
Figure VI. 4 : Epure de BERGERON pour le tronçon Forage -R1.....	108
Figure VI. 5 : Variation de la pression absolue en fonction du temps pour Forage – R1.	109
Figure VI. 6 : L'enveloppe des pressions du tronçon Forage - R1.	109
Figure VI. 7 :Variation de la pression absolue en fonction du temps pour SP - R2.	112
Figure VI. 8 : Epure de BERGERON pour le tronçon SP –R2.....	113
Figure VI. 9 : L'enveloppe des pressions du tronçon SP -R2.....	113
Figure VI. 10 : schéma de calcul la valeur maximum de B.	115
Figure VI. 11 : Calcul de coup de bélier dans le système après le temps de fermeture.	115
Figure VII. 1 : Elément des réseaux d'eau potable	115
Figure VII. 2 : Réseau ramifié.....	118
Figure VII. 3 : Réseaux maillés.....	118
Figure VII. 4 : Réseau étagé.....	119

Introduction générale :

Depuis la nuit des temps, l'un des principaux soucis de toute civilisation est l'approvisionnement en eau potable et l'histoire en est témoin, vu que les premières civilisations humaines ont pris naissance aux bords de grands fleuves, l'eau fut transportée en utilisant des moyens traditionnels et peu efficaces de la source aux consommateurs. Les activités économiques développées ces dernier temps sont en grande partie liées à la présence de l'eau. Vu l'évolution du mode de vie, la croissance démographique et le développement de l'agriculture, les ressources actuelles ne peuvent plus satisfaire les besoins.

Dans ce contexte s'inscrit le thème de notre mémoire de fin de cycle, qui est intitulé :

«étude du réseau d'alimentation en eau potable de la commune de AMIRA ARRES localité de (Mellal, Taghlissa, Dar Ayat) wilaya de MILA».

Pour ce on a suivi les étapes suivantes :

- En premier lieu, une présentation globale du site et ses caractéristiques.
- le deuxième chapitre, estimation des besoins en eau, actuel et à long terme des agglomérations
- le troisième chapitre est consacré au dimensionnement des ouvrages de stockage projetés ainsi que la vérification de la capacité de ceux existants.
- le quatrième chapitre , au dimensionnement des conduites d'adduction en tenant compte des paramètres techniques et économiques.
- le cinquième chapitre portera sur le choix des pompes adéquates au refoulement vers les réservoirs de stockage.
- le sixième chapitre nous allons étudier le phénomène de coup de bélier et proposer des moyens de protection si-nécessaire afin de minimiser tous risques d'endommagement et de perturbation du réseau.
- Dans le dernier chapitre nous dimensionnerons le réseau de distribution de l'agglomération Mellal.

Et nous terminerons notre étude par une conclusion générale.



Chapitre I
Présentation du site

Chapitre I

Présentation du site

I.1 Introduction :

La commune de **AMIRA ARRES** dispose d'un réseau d'alimentation en eau potable, une analyse du site est nécessaire, elle consiste en l'étude des différentes caractéristiques du lieu et les facteurs qui influent sur la conception du projet : Géographique, climatologique, topographique, sismique et la situation hydraulique.

I.2 Présentation de la ville :

I.2.1 Situation Géographique :

L'Algérie est découpée administrativement en 48 Wilaya, notre zone d'étude AMIRA ARRES est localisée au niveau de la Wilaya de MILA qui se situe au Nord Est d'Algérie, à 400 km de la capitale Alger. Elle s'étend sur superficie de 3407,60 km².

Cette Wilaya est limitée : Au Nord par les Wilayas de Jijel et Skikda, Au Sud par les Wilayas de Batna et Oum Lbouaghi ,a l'Ouest la Wilaya de Sétif, à l'Est par la Wilaya de Constantine. La wilaya de MILA comprend 13 Daïrates et 32 communes.

La commune de AMIRA ARRES rattachée à la daïra de Terrai Beinen , La commune est limitée

- Au Nord par la commune de Boussif (O,Askeur W de Jijel).
- Au Sud par les communes de Rouached et O,Endja.
- A l'Est par la commune de Terrai Beinen.
- A l'Ouest par la commune de Tassala Lamtai.

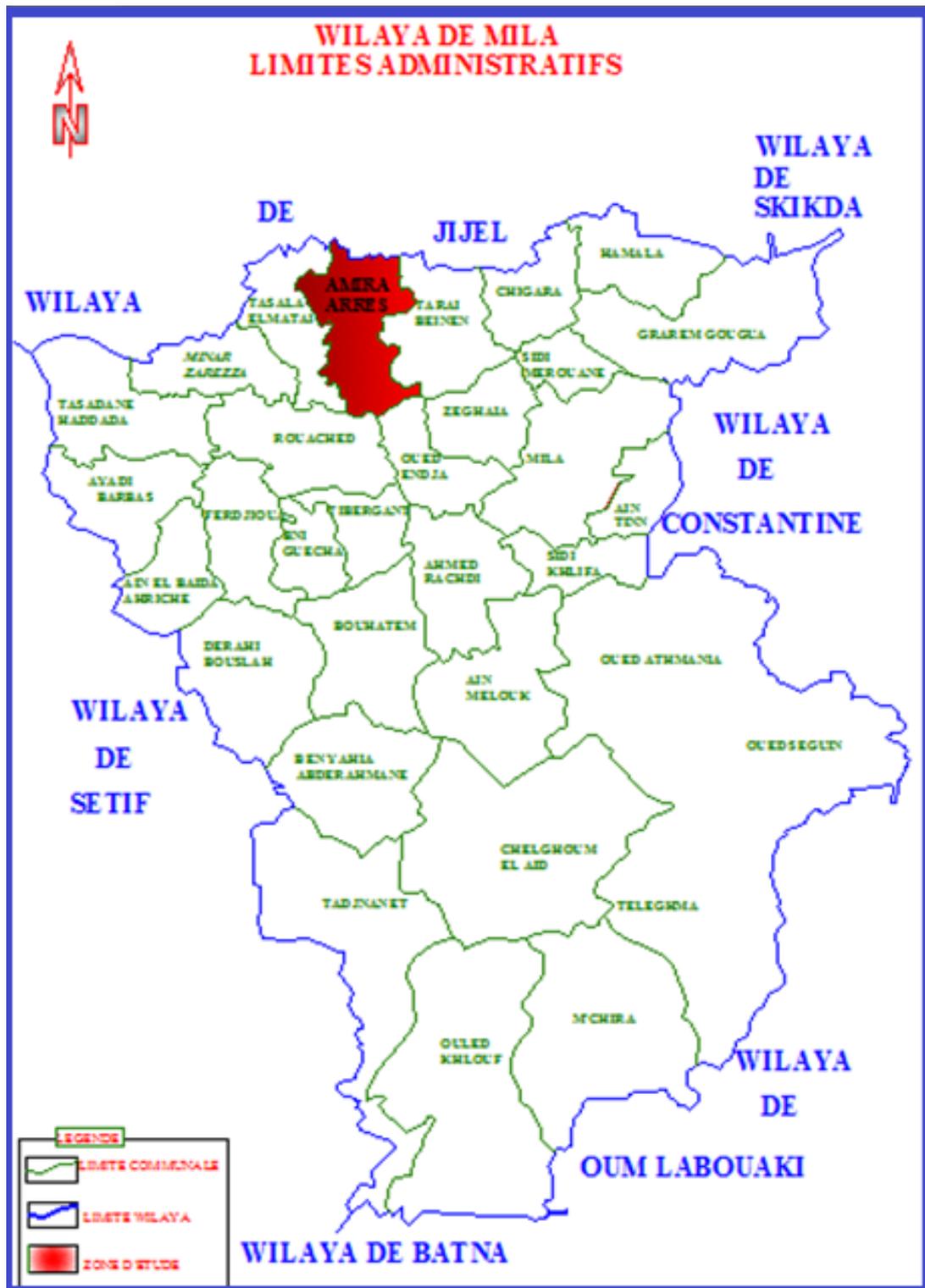


Figure I.1 : Localisation de la région d'étude

I.2.2 Situation Climatologique :

I.2.2.1 Le Climat :

Les données climatologiques de la commune d'AMIRA ARRES sont puisées de la station

météorologique régionale d'Ain El Bey Constantine.

I.2.2.2 La température de l'air :

La température moyenne annuelle est de l'ordre de 16°, avec un minimum de 2.9° enregistré au mois de janvier et un maximum de 32,8 au mois de juillet et aout.

La température minimale et maximale relevées pour une période de dix ans (1975-1985).sont dressées dans le tableau ci-dessous : **(La source : la station météorologique de Constantine)**

Tableau I-1 : Température moyenne, maximales et minimales

MOIS	9	10	11	12	1	2	3	4	5	6	7	8	MOY
T(c°) min	16,4	11,8	6,8	3,4	2,9	3,6	5,4	7,3	10,5	15,1	17,9	12,1	9,9
T(c°) max	29,2	22,7	17	12,1	11,3	13,3	15,8	18,9	32,1	28	32,8	32,8	21,4
T(c°) moy	15,7	22,8	17	11,1	7,1	8,6	10,6	13,1	16,8	25,3	25,3	25,5	15,6

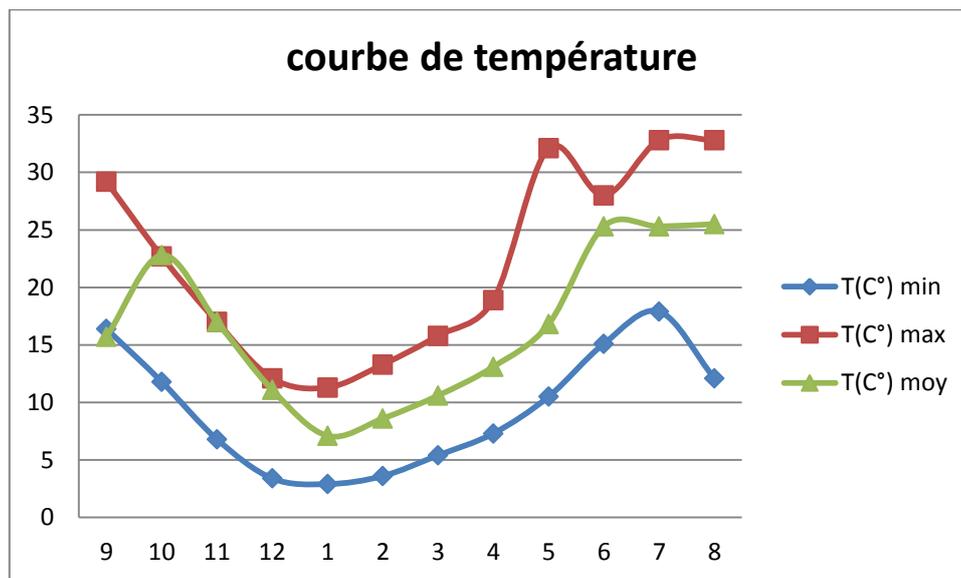


Figure I.2 : courbe de température (moyenne, maximale et minimales)

I.2.2.3 L'humidité de l'air :

Les valeurs de l'humidité mensuelle moyenne et la moyenne inter annuelle, relevée au niveau de la station de Constantine, sont mentionnées dans le tableau I.2. **(La source : la station météorologique de Constantine)**

Tableau I.2: l'humidité moyenne mensuelle

MOIS	9	10	11	12	1	2	3	4	5	6	7	8	MOY
Humidité moy (%)	63	67	75	76	76	76	72	71	68	57	46	52	67

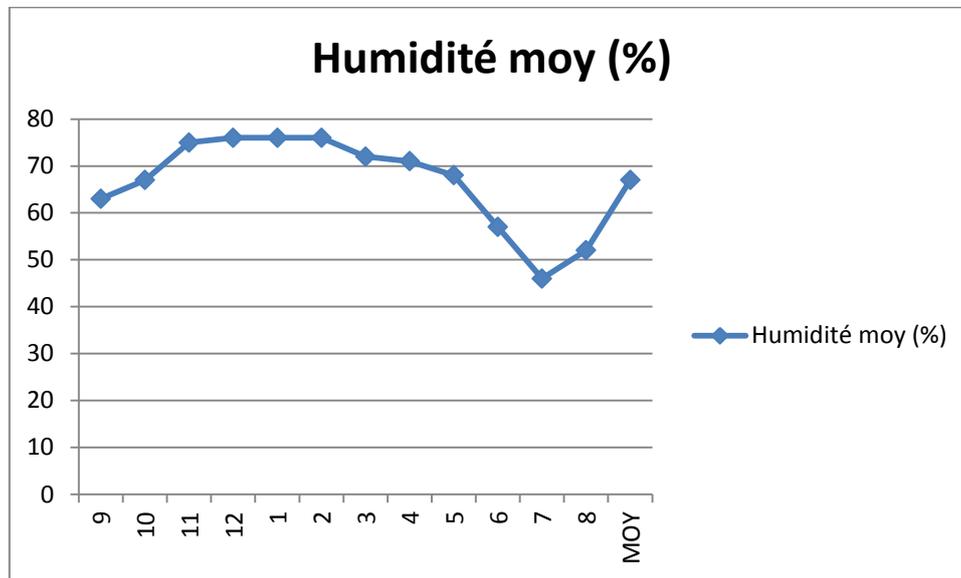


Figure I.3 : l'humidité moyenne mensuelle.

I.2.2.4 Le vent :

En hiver souffle un vent humide et froid dont la direction dominante Nord-Ouest et a un degré moindre du Nord Est .En été, souffle le sirocco, vent sec et chaud .En moyenne 19 jours /an. (*La source : la station météorologique de Constantine*).

Tableau I.3 : les vitesses moyennes des vents

MOIS	9	10	11	12	1	2	3	4	5	6	7	8	MOY
Vitesse du vent (m/s)	1,74	2,07	2,29	2,71	2,41	2,71	2,59	2,32	2,18	2,05	2,12	2,08	2,28

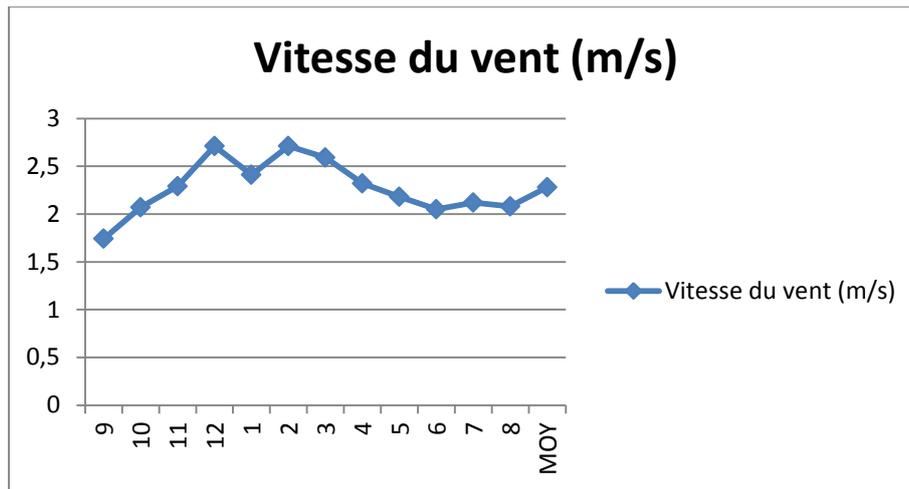


Figure I.4 : courbe vitesse du vent

I.2.2.5 La pluviométrie :

Comme dans l'ensemble du territoire national, la pluviométrie varie d'un endroit à un autre suivant plusieurs paramètres : l'altitude, la position du versant et l'éloignement de l'endroit par rapport à la mer (varie du Sud vers le Nord)

Les stations pluviométriques enregistrent les quantités de pluie tombée dans un endroit donné. Le choix de l'emplacement des stations pluviométriques est fait par les services concernés en fonction des paramètres cités plus haut.

Nous avons jugées la station d'Ain El Bey comme étant une station représentative.

De ce fait le tableau suivant nous donne une idée sur la pluviométrie de la région d'étude. (*La source : PDAU de MINNAR ZARRAZA*)

Tableau I.5 : La pluviométrie

mois	9	10	11	12	1	2	3	4	5	6	7	8
<i>P(mm)</i>	63,3	77,6	113,4	186,8	152,2	120,9	134,3	85,8	22,4	9,6	4,3	13,6

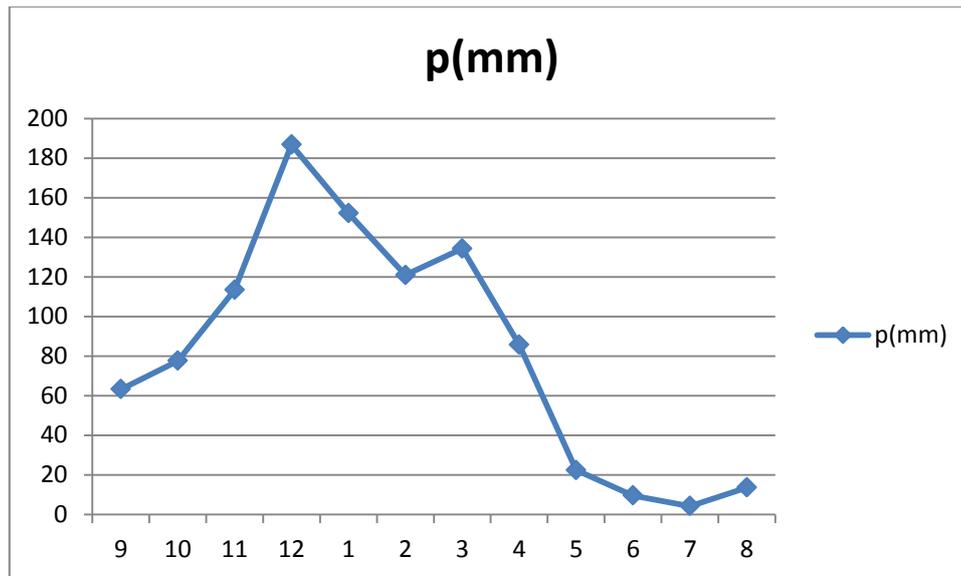


Figure I.5 : courbe de la pluviométrie

1.2.3 Situation topographique :

La commune appartient dans sa totalité aux massifs telliens et elle fait partie des communes à promouvoir AMIRA ARRES fait partie du domaine bio-climatique humide, son relief est très accidenté et comporte des milieux physiques différences.

L'altitude s'élève du Sud vers le centre avec une ligne de crête entre Djebel Boughara et Kef Bouhmara qui atteint **1334 m**, oscillant entre **200 m** au Sud à plus de **1300 m** au centre.

Les pentes sont généralement supérieures à **25%** couvrant les deux versants de kef Bouhama, Au centre, une petite partie du territoire correspond à quelque replat situé sur les pentes comprises entre **12** et **25 %**. Enfin une large terrasse alluviale située au niveau de la rive Nord d'oued Endja présente une pente inférieure à **3%**.

Ces caractéristiques physiques et naturelles constituent une contrainte majeure pour le développement des grandes cultures (sauf au niveau de la terrasse alluviale sus-citée) et génèrent des surcoûts considérables en matière d'aménagement de la commune.

1.2.4 Sismicité de la région :

D'après les enregistrements sismiques disponibles au niveau des stations sismiques, la région bien que situé à la limite entre deux provinces géologiques, semble présenter une sismicité moins importante que les régions avoisinantes telles que la zone de Constantine ou des Babors (J.P. Michel, 2000).

La zone étudiée est classée en zone de sismicité moyenne, bien que située dans une région ayant subie une histoire tectonique complexe marquée par un réseau de failles (J.P. Michel, 2000).

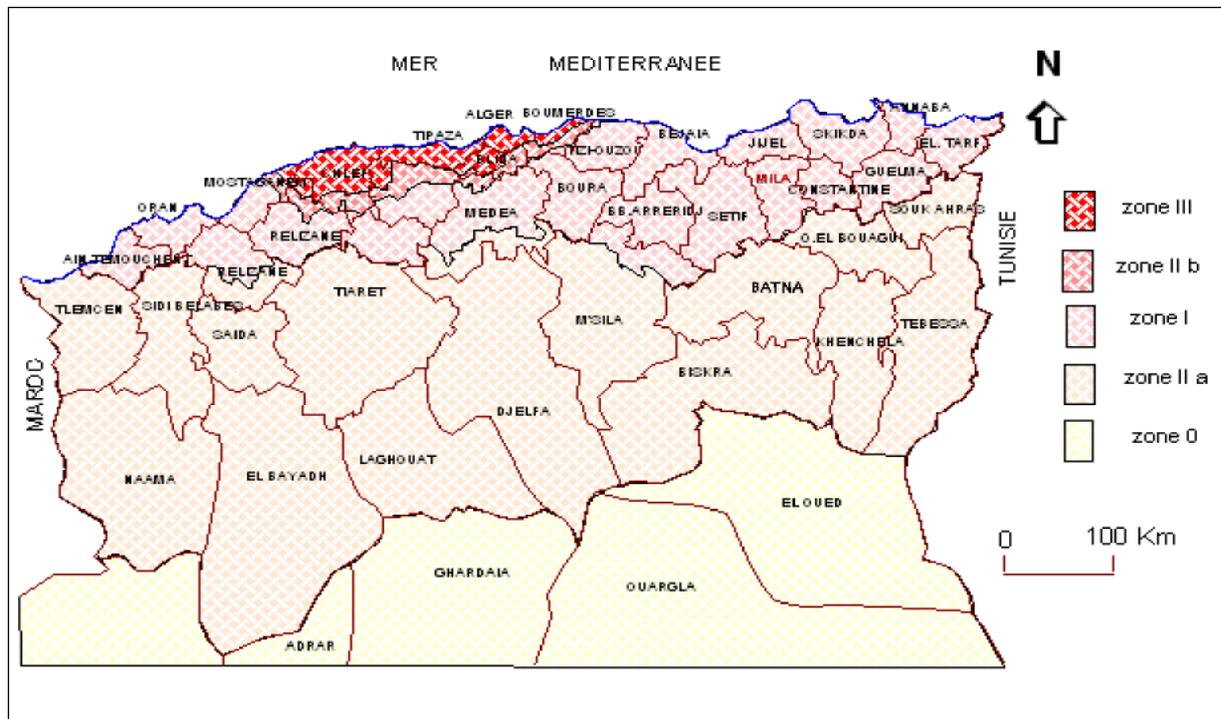


Figure I.6 : Carte sismique de l'Algérie selon les R.P.A version 2003.

1.2.5 Situation hydraulique :

Le système d'alimentation en eau potable de la commune de AMIRA ARRES comprend cinq agglomérations (**agglomérations Mellal – Taghlissa - Dar Ayat - Bouylef et Serradj**)

Dans notre étude nous allons nous intéresser aux localités **Dar ayat , Taghlissa et Mellal** : deux types d'adduction (refoulement et gravitaire), de deux forages, trois réservoirs (deux projeté et un existant) et une station de pompage.

1.3 Conclusion :

Ce chapitre, nous a permis de récolter les caractéristiques générales de notre zone d'étude ainsi que les données relatives à la situation hydraulique actuelle, qui vont nous servir pour l'élaboration du projet d'alimentation en eau potable dans les chapitres suivants.



Chapitre II
Estimation des besoins
en eau

Chapitre II

Estimation des besoins en eau

II.1 Introduction :

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

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

L'étude présente, se base sur le recensement de l'A.P.C, les orientations du plan d'urbanisation et des équipements.

II.2 Estimation des besoins :

II.2.1 Evaluation de la population :

Dans le domaine de l'alimentation en eau potable, la détermination de la croissance démographique aura des répercussions sur l'estimation et la satisfaction des besoins de la population en eau potable, et aussi sur le dimensionnement des différents ouvrages hydrauliques. Dans chaque étude démographique, on est obligé de prendre en considération la croissance dans les horizons futurs, pour assurer le bon fonctionnement de ces ouvrages, et la satisfaction des besoins dans les années prochaines, en utilisant la formule suivante pour l'estimation de nombre d'habitants sur un horizon de 32 ans.

Au recensement de l'année **2008**, les localités en étude, compte une population totale de **3071** habitants avec un taux d'accroissement de **02.00** %, (moyen national).

Pour la détermination du nombre d'habitants pour différents horizons, il a été procédé à l'application de la relation des accroissements géométriques ou encore intérêts composés, qui s'écrit comme suit :

L'évolution de la population à moyen et long terme est calculée par la formule des intérêts composés, avec un taux d'accroissement moyen national de la population de l'ordre de **2.00** %.

$$P_n = P_0 (1 + T)^n \quad \text{II.1}$$

Avec :

- P_n : Population future.
- P_0 : Population actuelle.
- T : Taux d'accroissement (moyen national).
- n : Nombre d'années séparent l'année de référence de l'horizon voulu.

Tableau II .1 : Evolution de la population pour différents agglomérations.

N°	Agglomération	Population 2008 de ressource DPAT
1	Mellal	725
2	Taghlissa	1472
3	Dar Ayat	874
4	Bouylef	1983
5	Boughardaine	2648

Problématique :

La commune de Amira Arres est composé de cinq Agglomerations (Mellal, Taghlissa, Dar Ayat, Bouylef, Boughardaine). Dans notre travail nous avons étudié l'adduction et l'alimentation de l'eau potable pour les trois Agglomerations (Mellal, Taghlissa et Dar Ayat), pour cela on a utilisé seulement les données des trois agglomérations.

Tableau II .2 : Evolution de la population pour différents horizons.

Agglomération	2008	2018	2020	2025	2030	2035	2040	2045	2050
Mellal	725	884	920	1016	1121	1238	1367	1509	1666
Taglissa	1472	1795	1867	2062	2276	2513	2775	3062	3382
Dar Ayat	874	1066	1109	1224	1352	1492	1648	1819	2008
Totale	3071	3745	3896	4302	4749	5243	5790	6390	7056

Les graphiques ci-après, illustré en histogrammes, montre bien l'évolution de la population des agglomérations Mellal – Taghlissa - Dar Ayat pour différents horizons :

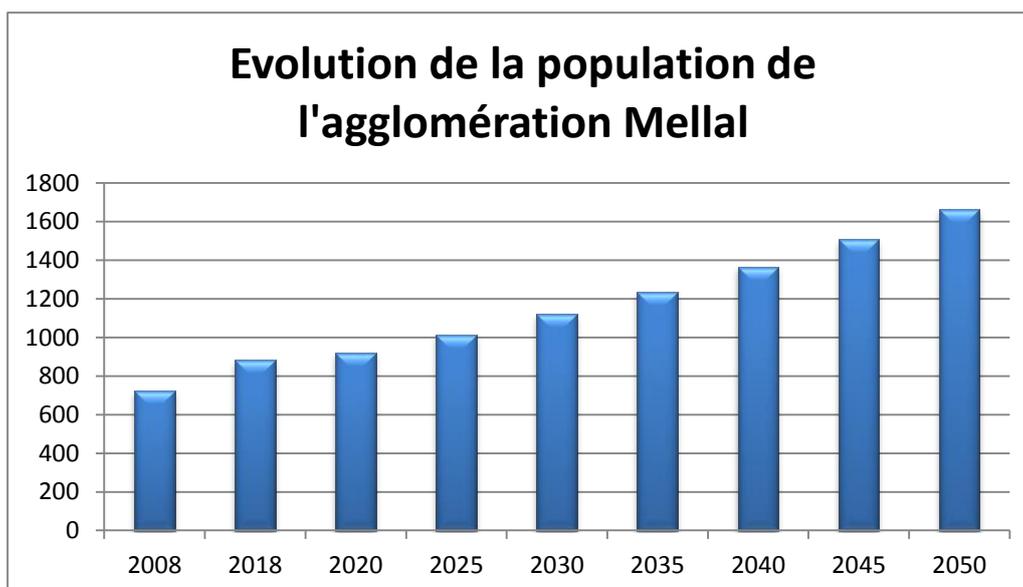


Figure II.1 : Evolution de la population de l'agglomération Mellal.

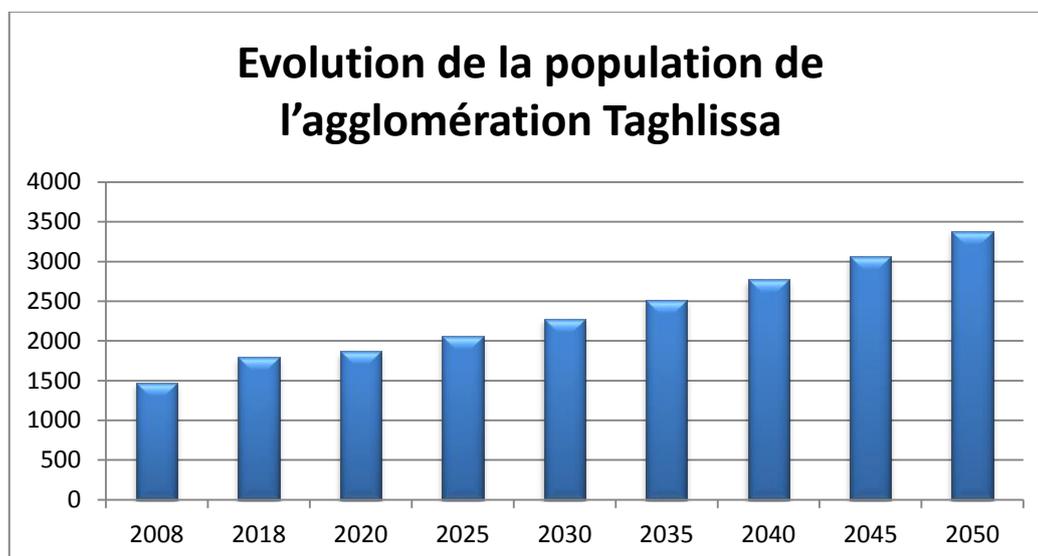


Figure II.2 : Evolution de la population de l'agglomération Taghlissa.

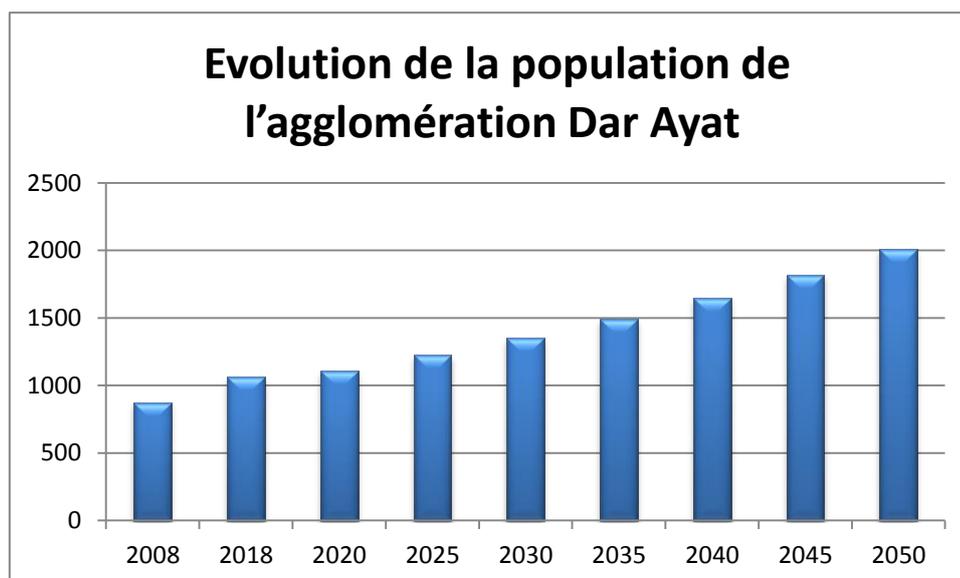


Figure II.3 : Evolution de la population de l'agglomération Dar Ayat.

II.2.2 Catégories des besoins :

La qualité et la quantité d'eau potable à garantir pour une agglomération sont fonction du type de consommateurs existants. C'est pour cette raison que nous devons recenser toutes les catégories de consommation rencontrées au niveau de l'agglomération étudiée. Ainsi, nous avons :

- besoins domestiques.
- besoins des équipements publics.

II.2.3 Choix de la norme unitaire de consommation :

II.2.3.1 Définition :

La dotation ou la norme de consommation est définie comme étant la quantité quotidienne d'eau que doit utiliser l'être humain dans ses différents besoins, à savoir la consommation urbaine, l'irrigation domestique, consommation publique et perte. Elle est généralement évaluée en litre par habitant et par 24 heures, par mètre carré de surface de végétaux, par mètre cube, par tonne de productivité, par tête d'animal par véhicule,...etc.

II.2.3.2 Critères de choix de la norme :

La norme de consommation dépend essentiellement du :

- Niveau de vie de la population et de ses habitudes.
- Nombre d'habitants.
- Développement urbain et sanitaire de la ville.
- Des ressources existantes.

II.2.4 Détermination de la consommation moyenne journalière :

Le débit moyen journalier est donné par la formule suivante :

$$Q_{\text{moy j}} = \frac{D_i \cdot N_i}{1000} \quad \text{II.2}$$

Avec :

- $Q_{\text{moy j}}$: consommation moyenne journalière en (m³/j) ;
- D_i : dotation journalière en (l/j/hab) ;
- N_i : nombre de consommateurs.

II.2.4.1 Besoins en eau domestiques de chaque agglomération :

La zone concernée est de type rural et par conséquent, la norme de dotation unitaire journalière se situe aux alentours de **120 l/j/hab.** selon **jack Bonin** ; néanmoins pour plus de sécurité la capacité de stockage à l'horizon projeté a été déterminée sur la base d'une dotation de **150 l/j/hab.**

Les besoins domestiques moyens journaliers pour les différentes localités sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau II.3 : les besoins domestiques de chaque agglomération.

Agglomération	Année 2018		Année 2050	
	Population 2018	Débit moyen journalier (m ³ /j)	Population 2050	Débit moyen journalier (m ³ /j)
Mellal	884	132.6	1666	249.9
Taghlissa	1795	269.25	3382	507.3
Dar Ayat	1066	159.9	2008	301.2
Totale	3745	561.75	7056	1058.4

II.2.4.2 Besoins en eau d'équipements publics de chaque agglomération :

Compte tenu des quantités d'eaux prévues pour l'alimentation d'équipements, ces besoins en eau sont situés entre **10%** et **35%** de la consommation domestique moyenne journalière.

Tableau II.4 : les besoins d'équipements publics de chaque agglomération.

<i>Agglomération</i>	<i>Besoins en eau d'équipements publics m³/j</i>
<i>Mellal</i>	<i>38</i>
<i>Taghlissa</i>	<i>77</i>
<i>Dar Ayat</i>	<i>46</i>
<i>Totale</i>	<i>161</i>

II .2.5 Récapitulatif des différentes consommations journalière :

Tableau II .5 : Tableau récapitulatif des différentes consommations journalières.

Agglomération	Besoins	Débit moyen journalier (m³/j)
Mellal	Besoins domestique	249.9
	Besoins publique	38
Totale	287.9	
Taghlissa	Besoins domestique	507.3
	Besoins publique	77
Totale	584.3	
Dar Ayat	Besoins domestique	301.2
	Besoins publique	46
Total	347.2	

II .2.6 Variation des débits de consommation journaliers :

Les débits de consommation sont soumis à plusieurs variations dans le temps :

- Variations annuelles qui dépendent du niveau de vie des abonnés de l'agglomération considérée.
- Variations mensuelles et saisonnières qui dépendent de l'activité de la ville.
- Variations hebdomadaires qui dépendent du jour de la semaine.
- Variations journalières qui dépendent du graphique de consommation de la population.

II.2.7 Coefficient d'irrégularité maximale ($K_{max,j}$) :

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

$$K_{max,j} = Q_{max,j} / Q_{moy,j} \quad \text{II.3}$$

Avec : $K_{max,j} \in [1.1-1.3]$.

On prend $K_{max,j} = 1.3$.

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

II.2.8 Détermination des débits journaliers :**II.2.8.1 Consommation maximale journalier ($Q_{max,j}$) :**

Ce débit relief au jour de plus grande consommation pendant l'année est utilisé comme élément de base dans les calculs de dimensionnement du réseau de distribution et d'adduction, il nous permet de dimensionner le réservoir et la station de pompage. Ce débit est donné par :

$$Q_{max,j} = K_{max,j} * Q_{moy,j} \quad \text{II.4}$$

Avec :

- $Q_{max,j}$: Débit d'eau maximal du jour le plus chargé de l'année m^3/J .
- $Q_{moy,j}$: débit moyen journalier m^3/J .
- $K_{max,j}$: Coefficient d'irrégularité maximal qui dépend de l'importance de l'agglomération.

Alors :

$$Q_{max,j} = 1.3 * Q_{moy,j}$$

Le tableau qui suit résume les résultats calculés :

Tableau II.8 : variations des débits journaliers.

Agglomération	Horizon	2050
Mellal	Qmoy j(m3/j)	287.90
	K max j	1.30
	Qmax j(m3/j)	374.27
Taghlissa	Qmoy j(m3/j)	584.30
	K max j	1.30
	Qmax j(m3/j)	759.59
Dar Ayat	Qmoy j(m3/j)	347.20
	K max j	1.30
	Qmax j(m3/j)	451.36
Totale	Qmax j(m3/j)	1585.22

Remarque:

Les débits journalier maximum pour l'agglomération Bouyalaf ($Q_{\max j} = 1127.98 \text{ m}^3/\text{j}$) et l'agglomération Boughardaine ($Q_{\max j} = 1506.28 \text{ m}^3/\text{j}$)

II .2.9 Détermination des débits horaires :

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

II .2.9.1 Débits moyen horaires :

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante :

$$Q_{\text{moy h}} = Q_{\text{max j}} / 24 \quad \text{II.5}$$

Avec :

- $Q_{\text{moy h}}$: Débit moyen horaire (m3/h).
- $Q_{\text{max j}}$: Débit maximal journalier (m3/j).

II .2.10 Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant :

Le débit horaire d'une agglomération est lié directement à l'importance et le nombre de ses habitants. On trouve dans le tableau suivant la répartition horaire du débit maximal journalier dans les heures de la journée, en fonction de nombre des habitants :

Tableau II.10 : Répartition horaire du débit maximal journalier en pourcentage et en fonction du nombre d'habitants.

Heures	Nombre d'habitants				Agglomération de type rurale
	< à 10000	10000 à 50000	50000 à 100000	> à 1000000	
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	05	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

Remarque:

Cette variation des débits horaires est exprimée en pourcentage (%) par rapport au débit maximal journalier de l'agglomération. Pour notre cas, on a obtenu le débit horaire par la formule suivante :

$$Q_h = P \cdot Q_{\max j} / 100$$

II.6

Avec :

- $Q_{\max j}$: débit maximal journalier.
- P : pourcentage horaire.

Les tableaux suivants résument la répartition horaire du débit pour l'horizon 2050 :

Tableau II.11 : Variation du débit horaire pour les agglomérations Mellal et Taghliissa.

	Agglomération Mellal				Agglomération Taghliissa et Dar Ayet			
	$Q_{\max j}$		Cumulée		$Q_{\max j}$		Cumulée	
	%	m ³ /h	%	m ³ /h	%	m ³ /h	%	m ³ /h
0-1	1	3,74	1	3,74	1	7,60	1	7,60
01-02	1	3,74	2	7,49	1	7,60	2	15,19
02-03	1	3,74	3	11,23	1	7,60	3	22,79
03-04	1	3,74	4	14,97	1	7,60	4	30,38
04-05	2	7,49	6	22,46	2	15,19	6	45,58
05-06	3	11,23	9	33,68	3	22,79	9	68,36
06-07	5	18,71	14	52,40	5	37,98	14	106,34
07-08	6,5	24,33	20,5	76,73	6,5	49,37	20,5	155,72
08-09	6,5	24,33	27	101,05	6,5	49,37	27	205,09
09-10	5,5	20,58	32,5	121,64	5,5	41,78	32,5	246,87
10-11	4,5	16,84	37	138,48	4,5	34,18	37	281,05
11-12	5,5	20,58	42,5	159,06	5,5	41,78	42,5	322,83
12-13	7	26,20	49,5	185,26	7	53,17	49,5	376,00
13-14	7	26,20	56,5	211,46	7	53,17	56,5	429,17
14-15	5,5	20,58	62	232,05	5,5	41,78	62	470,95
15-16	4,5	16,84	66,5	248,89	4,5	34,18	66,5	505,13
16-17	5	18,71	71,5	267,60	5	37,98	71,5	543,11
17-18	6,5	24,33	78	291,93	6,5	49,37	78	592,48
18-19	6,5	24,33	84,5	316,26	6,5	49,37	84,5	641,85
19-20	5	18,71	89,5	334,97	5	37,98	89,5	679,83
20-21	4,5	16,84	94	351,81	4,5	34,18	94	714,01
21-22	3	11,23	97	363,04	3	22,79	97	736,80
22-23	2	7,49	99	370,53	2	15,19	99	751,99
23-24	1	3,74	100	374,27	1	7,60	100	759,59
	100	374,27			100	759,59		

Tableau II.12 : Variation du débit horaire pour les agglomérations Dar Ayat.

	Agglomération Dar Ayet			
	Q _{maxi}		Cumulée	
	%	m ³ / h	%	m ³ / h
00-01	1	4,51	1	4,51
01-02	1	4,51	2	9,03
02-03	1	4,51	3	13,54
03-04	1	4,51	4	18,05
04-05	2	9,03	6	27,08
05-06	3	13,54	9	40,62
06-07	5	22,57	14	63,19
07-08	6,5	29,34	20,5	92,53
08-09	6,5	29,34	27	121,87
09-10	5,5	24,82	32,5	146,69
10-11	4,5	20,31	37	167,00
11-12	5,5	24,82	42,5	191,83
12-13	7	31,60	49,5	223,42
13-14	7	31,60	56,5	255,02
14-15	5,5	24,82	62	279,84
15-16	4,5	20,31	66,5	300,15
16-17	5	22,57	71,5	322,72
17-18	6,5	29,34	78	352,06
18-19	6,5	29,34	84,5	381,40
19-20	5	22,57	89,5	403,97
20-21	4,5	20,31	94	424,28
21-22	3	13,54	97	437,82
22-23	2	9,03	99	446,85
23-24	1	4,51	100	451,36
	100	451,36		

Le tableau qui suit résume les résultats de la répartition horaire du débit (Q_{max.h} et Q_{min.h}) :

Tableau II.13 : Débit maximum et minimum.

Agglomérations		2050
Agglomération Mellal	Q max h (m ³ /h)	26,20
	Q min h (m ³ /h)	3,74
Agglomération Taghlissa	Q max h (m ³ /h)	53,17
	Q min h (m ³ /h)	7,60
Agglomération Dar Ayet	Q max h (m ³ /h)	31,60
	Q min h (m ³ /h)	4,51

Les graphes de la consommation et la courbe intégrale sont représentés dans les figures ci-dessous et respectivement.

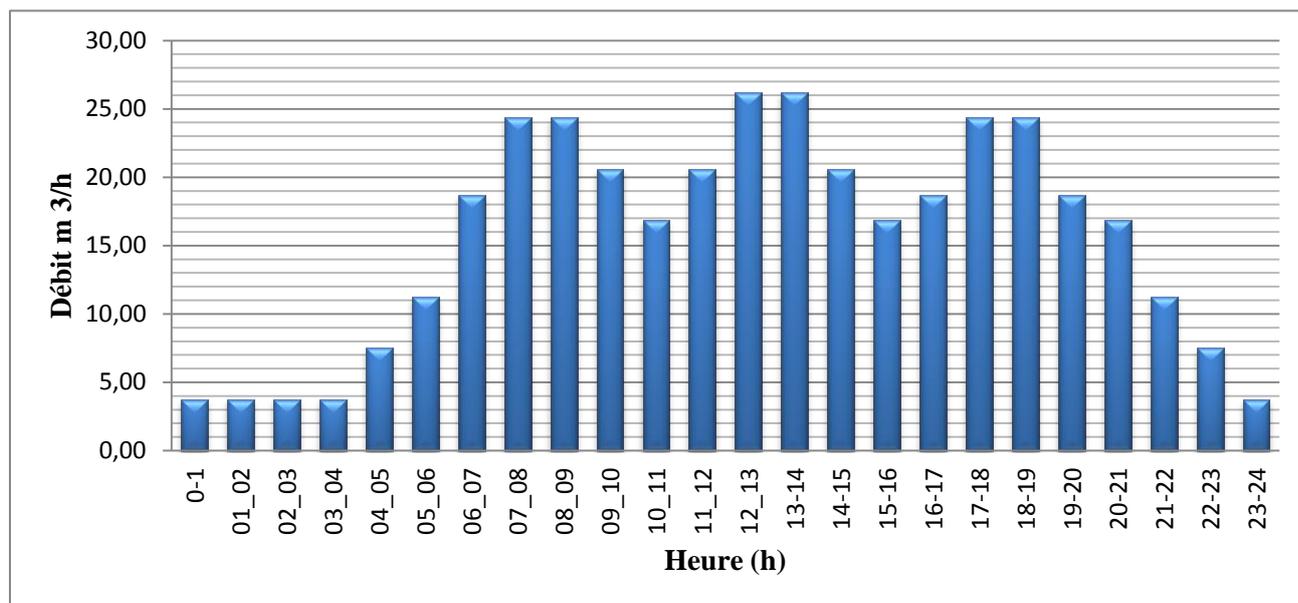


Figure II.4 : Histogramme de consommation journalière de l'agglomération Mellal.

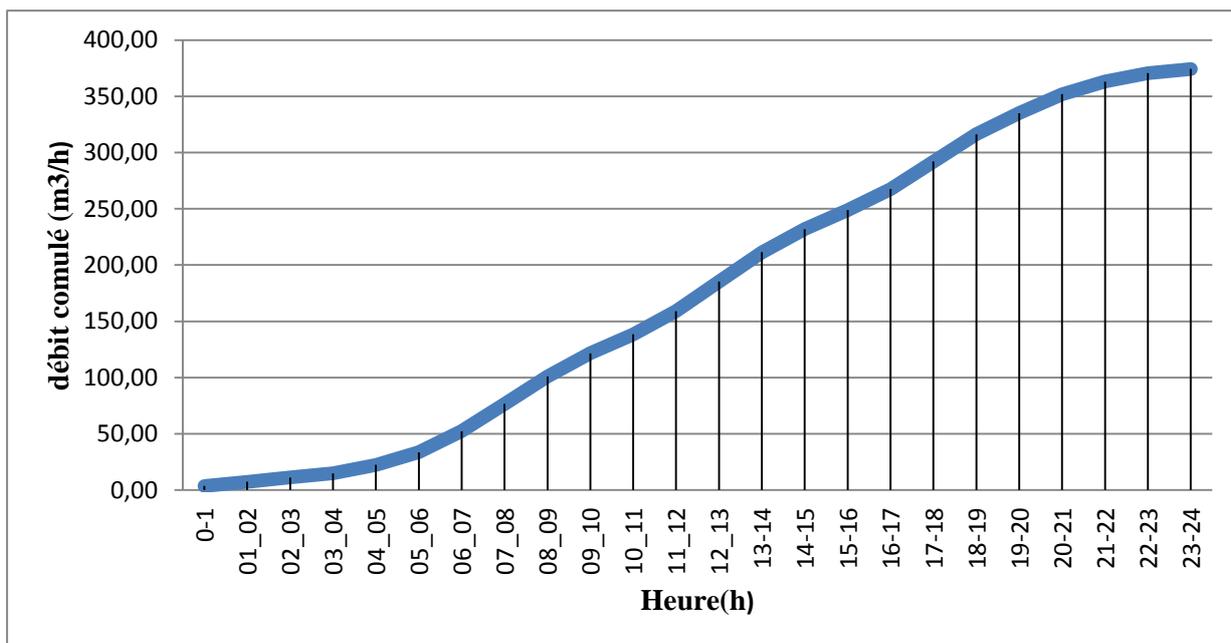


Figure II.5 : la courbe de débit cumulé de l'agglomération Mellal.

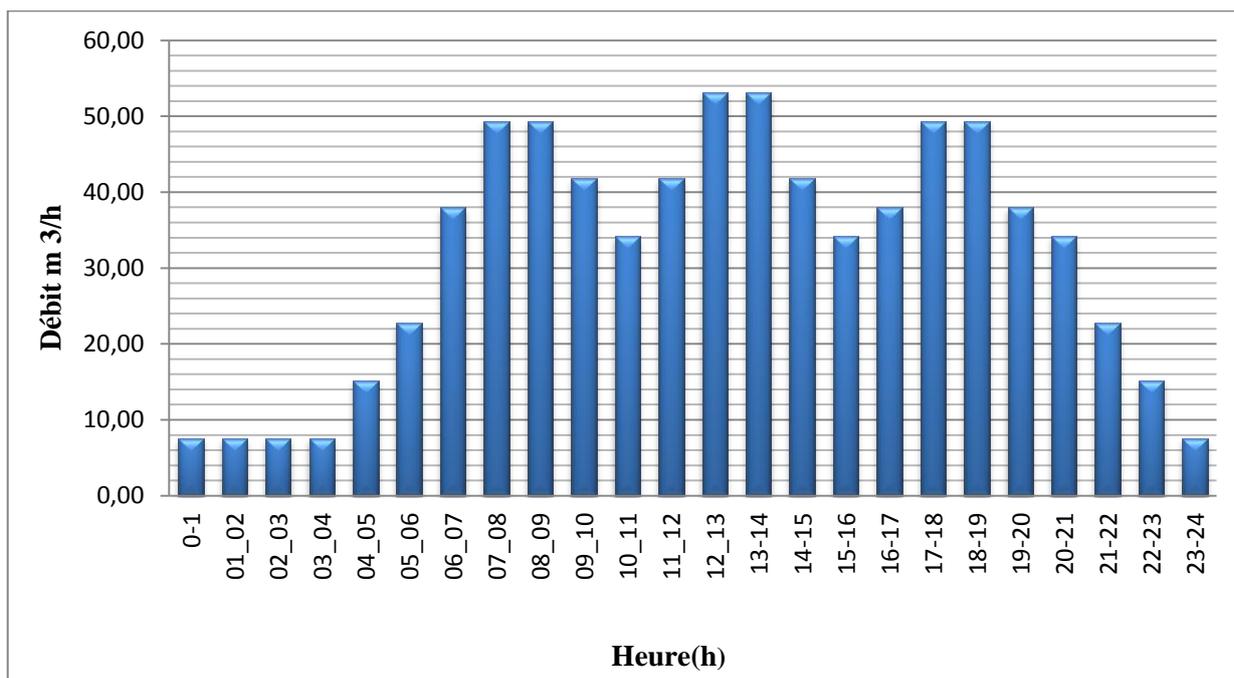


Figure II.6 : Histogramme de consommation journalière Taghlissa.

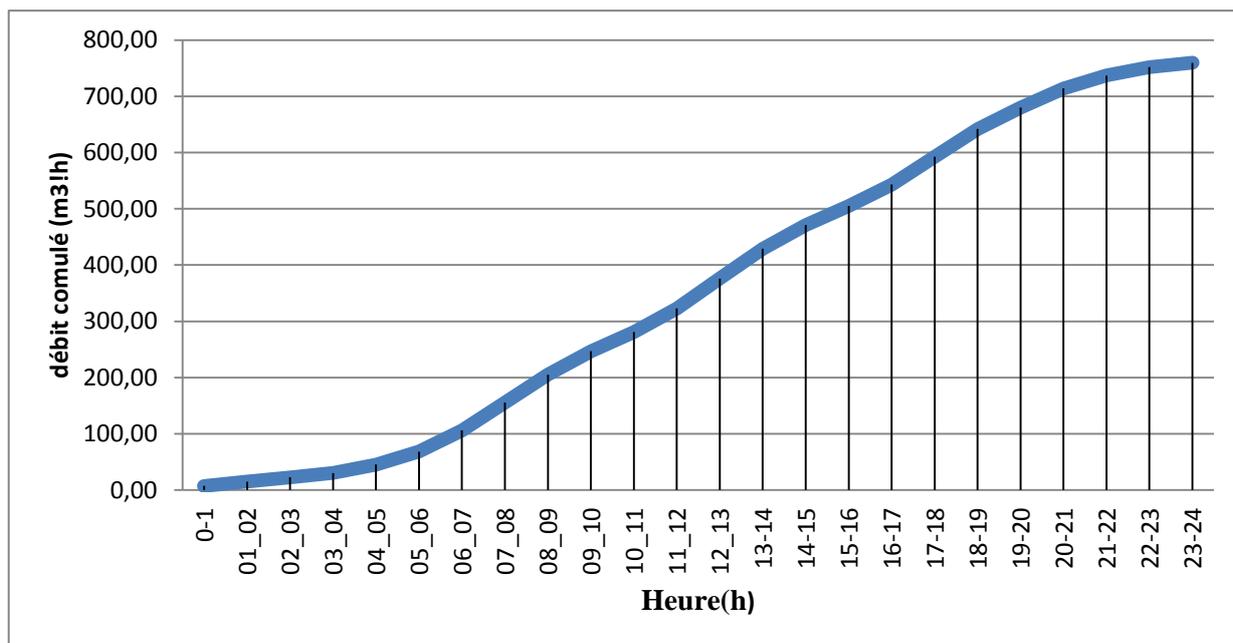


Figure II.7 : la courbe de débit cumulé de l'agglomération Taghlissa.

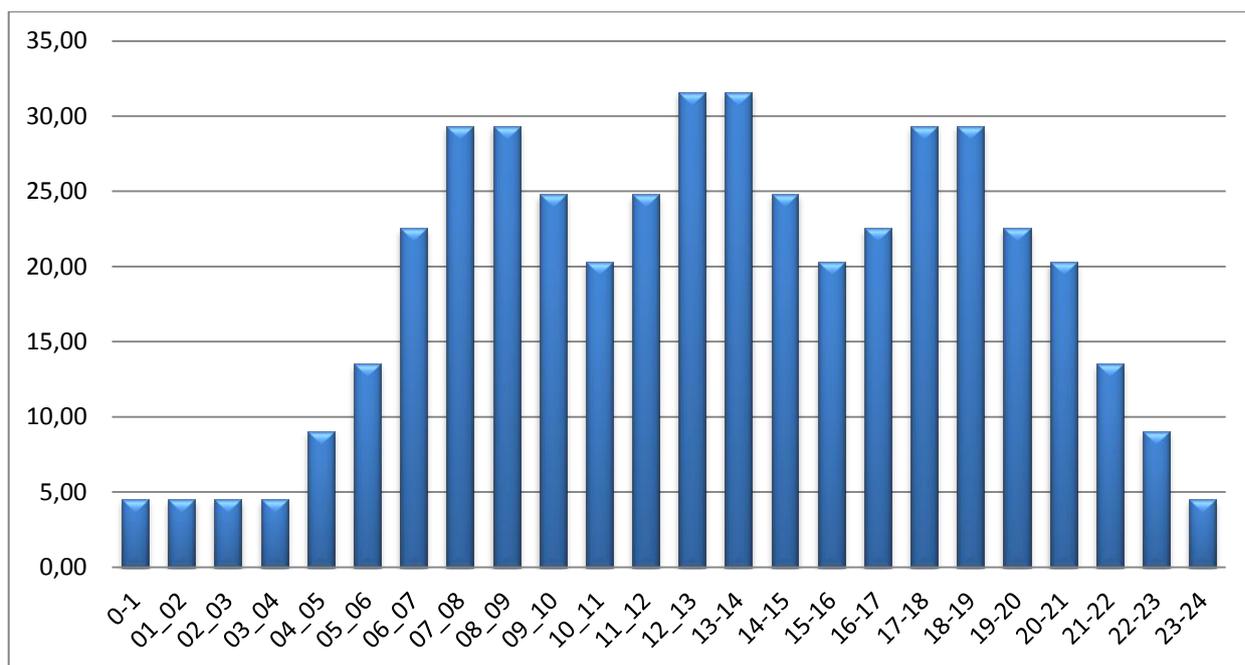


Figure II.8 : Histogramme de consommation journalière Dar Ayat.

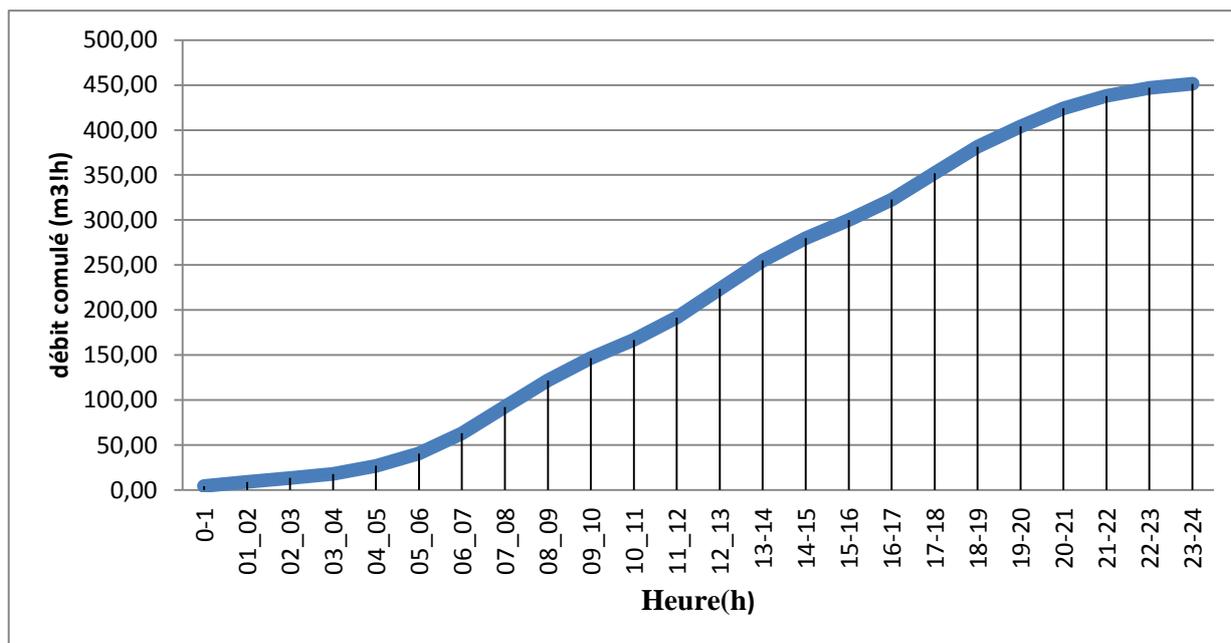


Figure II.9 : la courbe de débit cumulé de l'agglomération Dar Ayat.

Remarque :

A partir de la production du débit maximum journalier de cinq agglomérations de Amira Arres, nous avons constaté que le débit de forage **15 l/s** est insuffisante donc à partir de l'année **2050** le renforcement par d'autre forage ou d'autre source est nécessaire pour satisfaire les besoins en eau de toute l'agglomération de Amira Arres.

II.3 Conclusion :

Ce chapitre nous a permis d'estimer les différents besoins des agglomérations de Amira Arres (Mellal, Taghlissa Dar Ayet, Boughardaine et Bouyalef), en touchant à toutes les catégories de consommations, par conséquent le totale des besoins en eau à l'horizon **2050** et de **4219.48m³/j** **48.83 l/s**. Ceci nous permettra de mieux évaluer les capacités optimales des réservoirs, ainsi de bien dimensionner notre réseau d'adduction, afin de garantir le bon fonctionnement du système et d'assurer des quantités d'eau suffisantes.



Chapitre III

Les réservoirs

Chapitre III

Les réservoirs

III.1 Introduction :

A travers ce chapitre, nous allons traiter l'une des infrastructures urbaines qui est le réservoir.

Un réservoir est un ouvrage hydraulique de grande importance dans un réseau d'alimentation en eau potable, aménagé pour contenir de l'eau soit potable soit destiné à la consommation publique, soit pour l'usage industriel, pour pouvoir restituer l'eau dans les heures de pointe.

Il est essentiellement un ouvrage intermédiaire entre les réseaux d'adduction et les réseaux de distribution.

III.2 Rôle des réservoirs :

Ils assurent plusieurs fonctions à savoir (*Dupont, 1979*) :

- Ils servent à compenser l'écart entre les apports d'eau (par gravité ou pompage) et la consommation (débit de pointe et autre) ;
- Ils constituent une réserve pour les imprévus (rupture, panne des pompes, réparations, extension de réseau...);
- Offrent la possibilité de pomper la nuit, lorsque les tarifs d'électricité sont les plus bas ;
- Régularité dans le fonctionnement du pompage (les pompes refoulent à un débit constant) ;
- Simplification de l'exploitation ;
- Régularité des pressions dans le réseau ;
- Réserve incendie garantie (une partie du volume est réservé à la lutte contre l'incendie).

III.3 L'emplacement du réservoir :

Considérons le débit qui arrive au réservoir et celui qui en sort.

Pratiquement, on peut dire que, pour une journée, c'est-à-dire sur 24 heures, ces débits sont du même ordre. On les supposera égaux par simplification.

Or, en parlant de l'adduction gravitaire, nous celle-ci se calculait avec un débit moyen d'apport égal au débit journalier nécessaire réparti sur 24 h donc avec le débit Q_h .

En parlant de l'adduction par refoulement, nous avons vu qu'il était recommandable d'étaler également le débit d'apport sur 24 h, surtout lorsqu'il s'agit d'une adduction à partir d'un réseau de puits de captage.

En conséquence, il arrive au réservoir un débit horaire Q_h et un débit horaire $3 Q_h$ peut en sortir au moment de la pointe **figure III.1**. Nous allons voir que, dans ces conditions, l'emplacement optimal du réservoir se situe au centre de gravité de l'agglomération à desservir.

Supposons, en effet, un puits **P** situé à une distance **L** d'une agglomération à alimenter et examinons les cas extrêmes pouvant se présenter.

Le réservoir peut être envisagé, soit au centre de gravité de l'agglomération soit au-dessus du puits.

Dans le premier cas, pour une pression au sol **H** nécessaire en **A** **figure III.1** la pompe fonctionnera avec une pression au sol de : $H + jL$, si j est la perte de charge unitaire dans la conduite de refoulement **PA** de diamètre **D** et qui débite **a**. le réservoir aura donc une hauteur **H** (Zella, 2012).

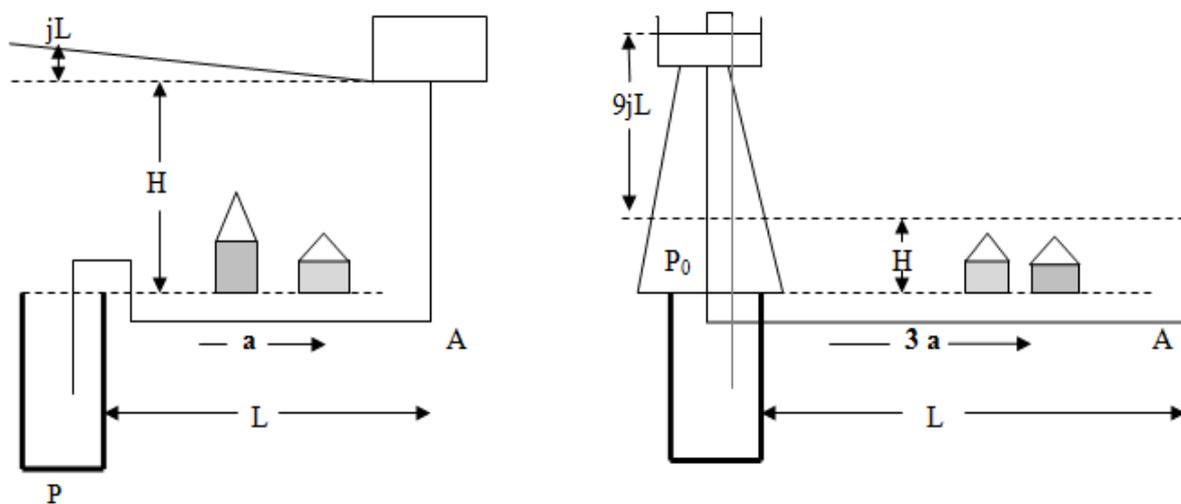


Figure III.1 : Emplacement des réservoirs.

III.4 Principe de fonctionnement :

La régularisation des débits (demande et apport), est posée les points suivants (Dupont, 1979) :

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

III.5 Choix du type de réservoir :

La zone étudiée est très accidentée donc notre choix est fixé sur les réservoirs circulaires, semi-enterrés qui offrent les avantages suivants :

- L'étude architecturale est simplifiée ;
- L'étanchéité est facile à réaliser ;
- Conservation de l'eau à une température constante ;
- Les frais de terrassement sont moins onéreux.

Le réservoir projeté est de type semi-enterré, schématisé dans la figure III.2 suivante :

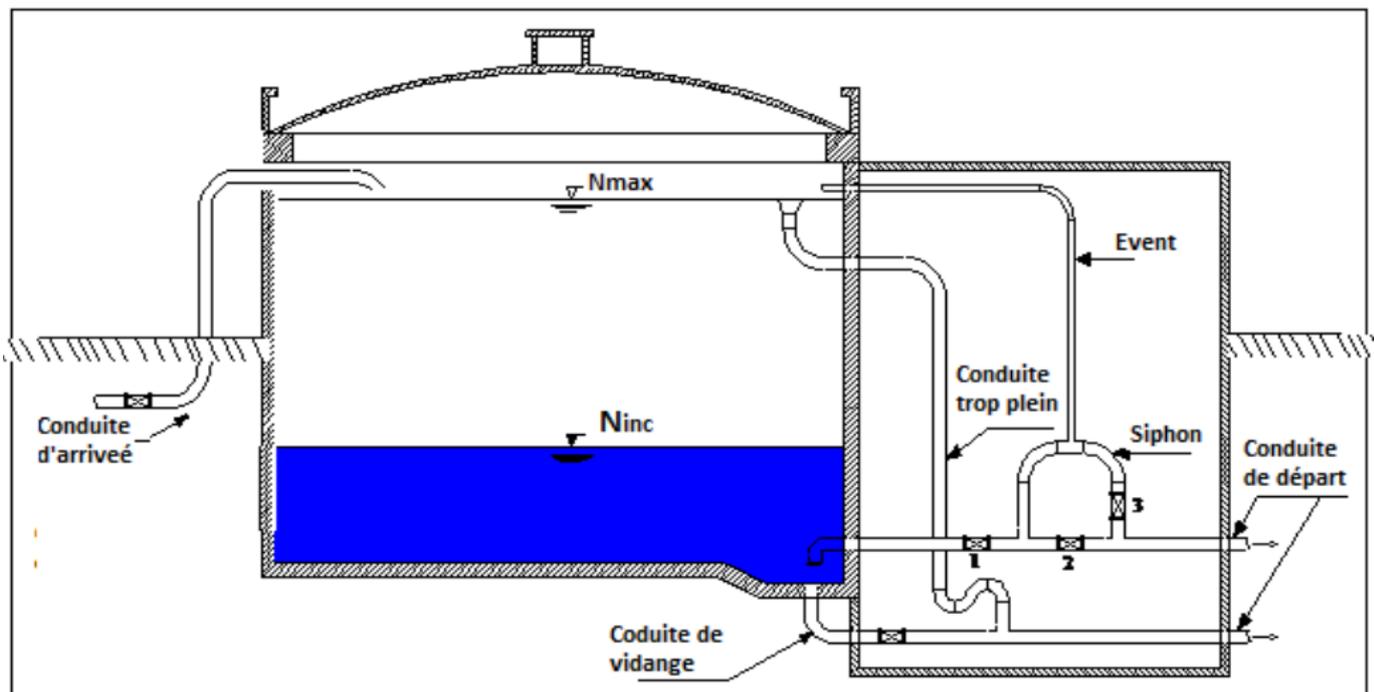


Figure III.2 : Coupe transversale d'un réservoir de stockage de type semi-enterré.

III.6 Classification des réservoirs :

Ils peuvent être classés suivant le tableau ci-dessous (*Valiron, 1994*) :

Tableau III.1 : Possibilité de Classification des réservoirs

Nature de classification	Type de réservoirs
La disposition par rapport au sol	- Réservoir au sol. - Réservoir surélevé (châteaux d'eau). - Réservoir semi enterré. - Réservoir enterré.
La forme	- Réservoir cylindrique. - Réservoir rectangulaire. - Réservoir de forme quelconque.
Rôle joué	- Réservoir principale. - Réservoir d'équilibre disposé sur le réseau.
Situation par rapport à la distribution	- Réservoir en charge sur le réseau. - Réservoir nécessitant une surpression.

III.7 Les équipements du réservoir :

Les réservoirs doivent comporter les équipements suivants :

- D'une conduite d'arrivée ou d'alimentation ;
- D'une conduite de départ ou de distribution ;
- D'une conduite de trop-plein ;
- D'une conduite de vidange ;
- D'une conduite by-pass ;
- Du système de matérialisation d'incendie.

III.7.1 Conduite d'adduction :

L'arrivée de la conduite d'adduction du réservoir peut être placée soit au fond de celui -ci, soit à la partie supérieure, d'où oxygénation de l'eau **figure III.3**

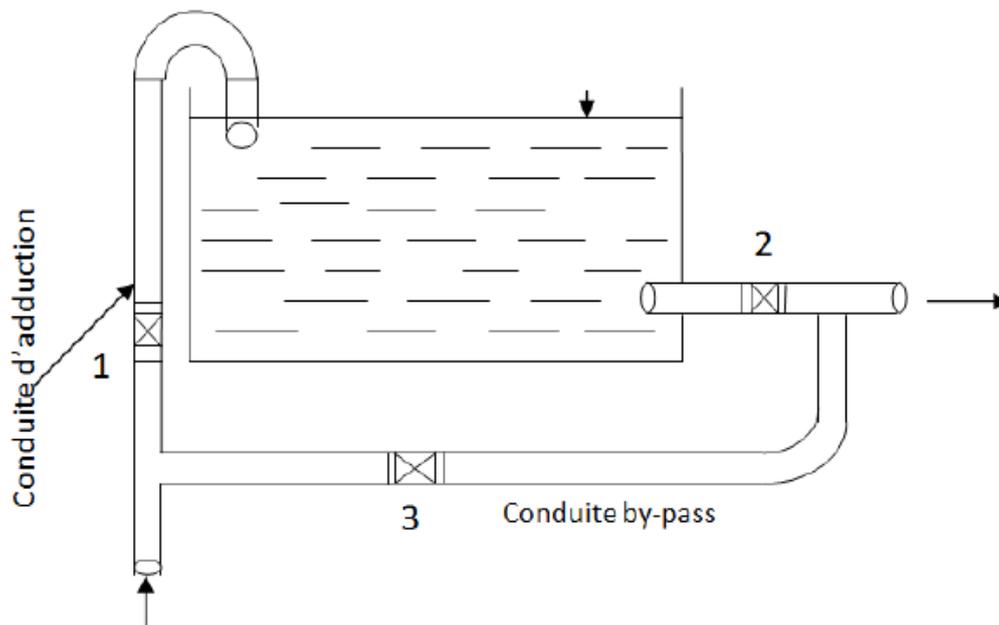


Figure III.3 : conduite d'adduction.

A son débouché dans le réservoir, la conduite s'obture quand l'eau atteint son niveau maximum. L'obturation est assurée par un robinet flotteur si l'adduction est gravitaire, par un dispositif permettant l'arrêt du moteur si l'adduction s'effectue par refoulement.

III.7.2 Conduite de distribution :

Le départ de la conduite de distribution s'effectue à 0.20 m au-dessus du radier afin d'éviter l'introduction des matières et sables décantés dans la cuve

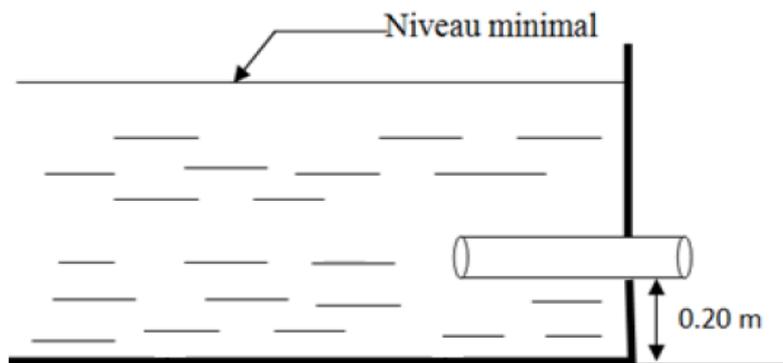


Figure III.4 : conduite de distribution.

III.7.3 Conduite de trop-plein :

La conduite du trop-plein est destinée à empêcher l'eau de dépasser le niveau maximal. L'extrémité de cette conduite doit être en forme de siphon afin d'éviter l'introduction de certains corps nocifs dans la cuve.

III.7.4 Conduite de vidange :

La conduite de vidange se trouve au point le plus bas du réservoir, elle permet la vidange du réservoir, à cet effet, le radier du réservoir est réglé en pente vers son origine. Elle est raccordée à la conduite de trop-plein et comporte un robinet-vanne.

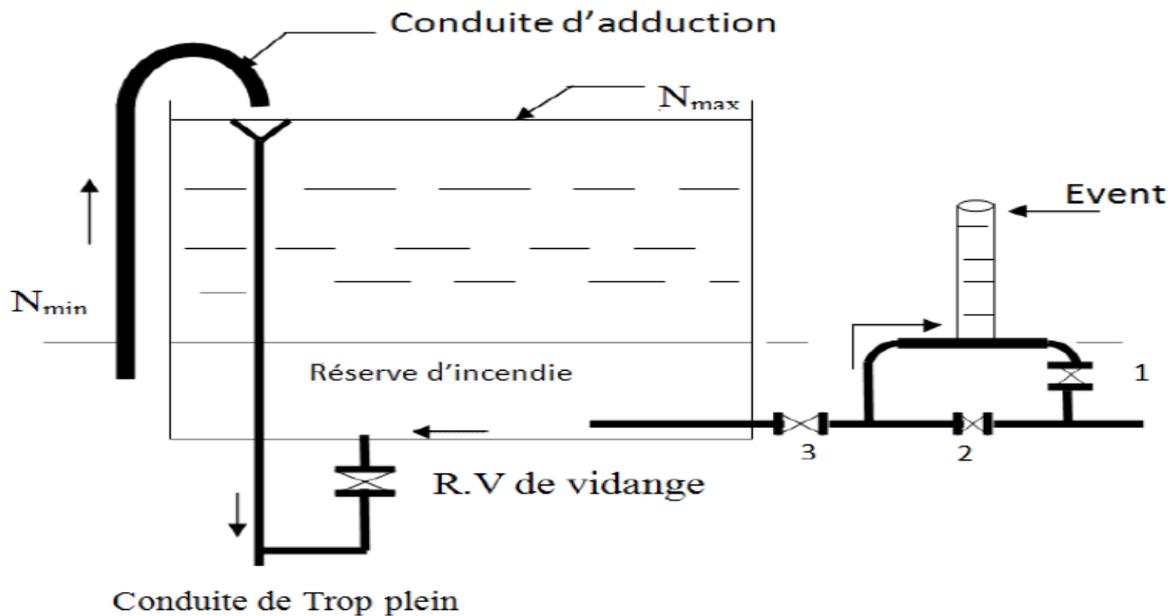


Figure III.5 : Matérialisation de la réserve d'incendie.

III.7.5 Conduite BY-PASS :

Elle relie la conduite d'adduction à celle de distribution *Figure III.3* Elle a le rôle d'assurer la distribution pendant le nettoyage du réservoir, son fonctionnement est le suivant :

- Normal : 1 et 2 sont ouverts le 3 est fermé.
- En by-pass : 1 et 2 sont fermés le 3 est ouvert.

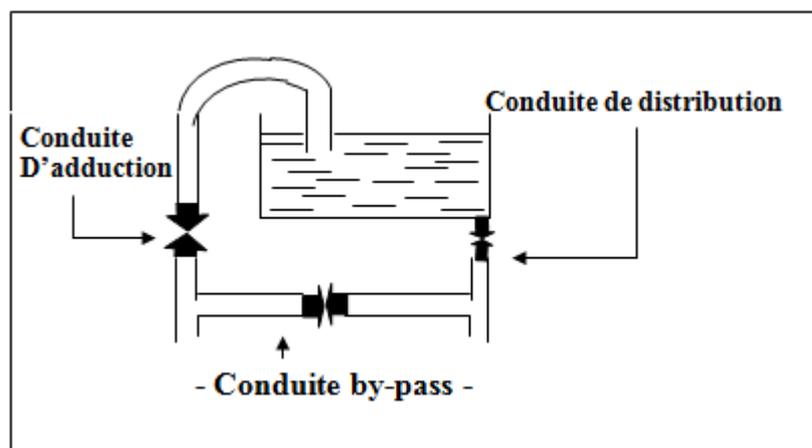


Figure III.6 : Conduite BY-PASS.

III.7.6 Matérialisation de la réserve d'incendie :

Un interrupteur à flotteur va être disposé à la partie haute du réservoir. Il est relié au contacteur du moteur de la pompe qui enclenche ce dernier pour un niveau d'eau inférieur, et le déclenche pour un niveau d'eau supérieur. Afin de conserver la réserve d'eau destinée pour lutter contre les incendies, deux types de procédés sont utilisés :

III.7.6.1 Le système à deux prises :

En temps normal, (1) est fermée et (2) ouvert, en cas de sinistre, il suffit d'ouvrir (1), mais il existe ainsi une tranche d'eau morte, ce qu'il faut éviter.

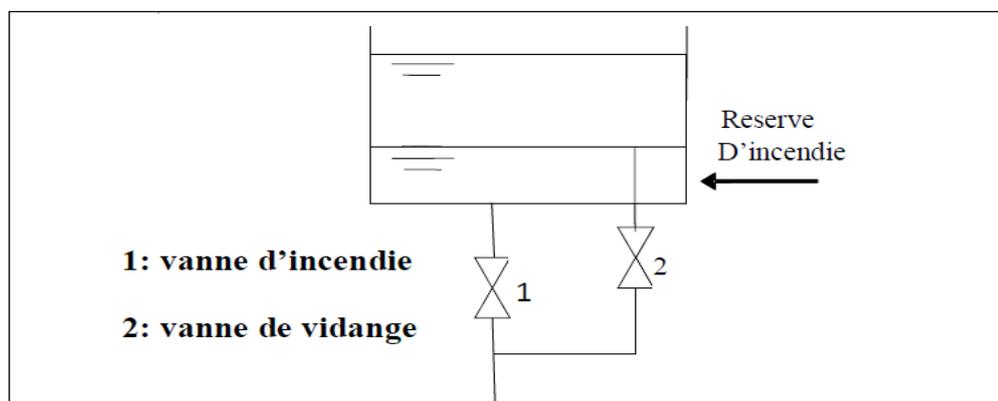


Figure III.7 : Système à deux prises.

III.7.6.2 Le système à siphon :

En temps normal, (1) ouvert et la vanne (2) fermée. En cas de sinistre, il suffit d'ouvrir (2). Il est bon de prévoir un troisième robinet vanne (3), normalement ouvert, qui permet de réparer (1) ou (2) en cas de besoin. La vanne (2) sera de préférence une vanne papillon à ouverture rapide et commandée électriquement.

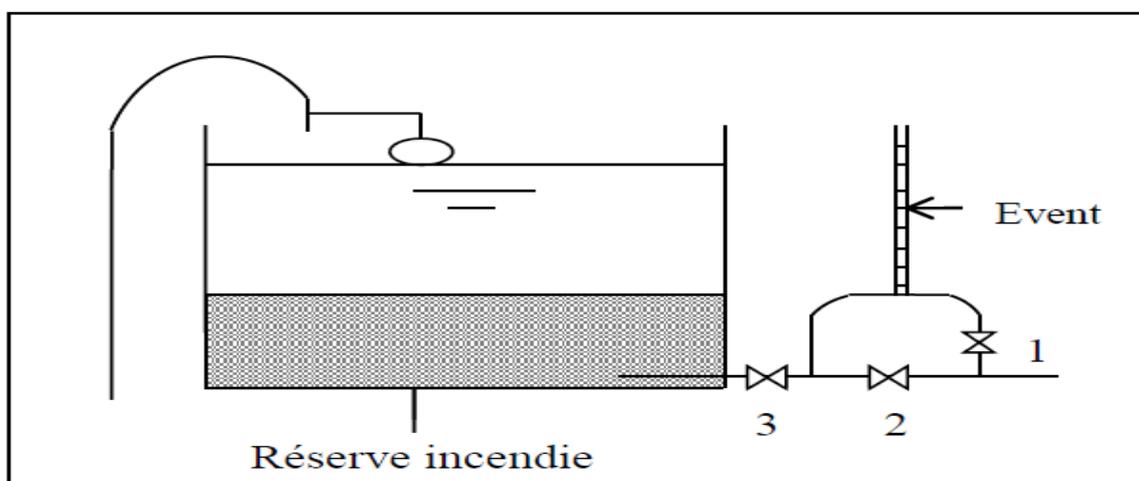


Figure III.8 : Système à siphon.

III.8 Calcul de la capacité des réservoirs de stockage :

Pour l'estimation de la capacité d'un réservoir, on a recourt soit à la méthode graphique ou analytique (*Bonnin, 1982*)

III.8.1 Méthode Analytique :

La méthode Analytique se base sur le régime de la consommation tout au long de la journée et le temps du fonctionnement de la pompe, le volume utile V_u est déterminé par la formule suivante :

$$V_u = \frac{Q_{max\ j} * P\%}{100} \quad \text{III.1}$$

Ou

- V_u : volume utile.
- $Q_{max\ j}$: Débit maximal journalier en (m^3/j).
- $P\%$: Pourcentage du résidu maximum dans le réservoir en (%), il est donné par la formule ci-après

$$P = |V_+| + |V_-| \quad \text{III.2}$$

Avec :

V_+ : Valeur maximale de surplus.

V_- : Valeur minimale de déficit.

Enfin, le volume du réservoir est donné par la formule :

$$V_R = V_U + V_{inc} \quad \text{III.3}$$

- V_R : Volume de réservoir.
- V_u : Volume utile.
- V_{inc} : Volume d'incendie ($V_{inc} = 120\ m^3$).

III.8.2 Méthode graphique :

La méthode graphique tient compte de la courbe de consommation totale et de la courbe d'apport des débits pompés. On trace sur un même graphe les courbes cumulées des débits d'apport et de consommation en fonction du temps, le volume utile de stockage du réservoir est obtenu en sommant la valeur absolue de l'écart des deux extrêmes entre les deux courbes, ce volume est donné par la formule suivante :

$$V_R = \Delta V_{max} + \Delta V_{min} + V_{inc} \quad \text{III.4}$$

Avec :

- ΔV_{max} : Déficit en m^3 ;
- ΔV_{min} : Surplus en m^3 .

III.9 Détermination des capacités des réservoirs :

III.9.1 vérification de la capacité du réservoir R1 (réservoir existant) :

III.9.1.1 Méthode analytique :

Ce réservoir assure la distribution ci-dessous **R2** vers l'agglomération Taghlissa et Dar Ayat, **R3** vers agglomération Mellal et **R4** vers Boughardaine et Bouylef, avec un débit maximum journalière $Q_{\max, j} = 4219.48 \text{ m}^3/\text{j}$

Le tableau III.2 ci-dessous montre la détermination de la capacité du réservoir **R1** par la méthode analytique.

Tableau III.2 : Détermination de la capacité du réservoir R1 par la méthode analytique

Heure	Débit entrant		Débit de pompage		Adduction vers R4		Distribution vers Bouyelef		Débit sortant		Surplus	Déficit	Résidu
	%	m ³ /h	%	m ³ /h	%	m ³ /h	%	m ³ /h	%	m ³ /h	%	%	%
00-01	4,17	175,81	5	79,261	4,17	62,762	1	11,280	3,63	153,30	0,53	-	0,00
01--02	4,17	175,81	5	79,261	4,17	62,762	1	11,280	3,63	153,30	0,53	-	0,53
02--03	4,17	175,81	5	79,261	4,17	62,762	1	11,280	3,63	153,30	0,53	-	1,07
03--04	4,17	175,81	5	79,261	4,17	62,762	1	11,280	3,63	153,30	0,53	-	1,60
04--05	4,17	175,81	5	79,261	4,17	62,762	2	22,560	3,90	164,58	0,27	-	1,87
05--06	4,17	175,81	5	79,261	4,17	62,762	3	33,839	4,17	175,86	0,00	-	1,87
06--07	4,17	175,81	5	79,261	4,17	62,762	5	56,399	4,70	198,42	-	-0,54	1,33
07--08	4,17	175,81	5	79,261	4,17	62,762	6,5	73,319	5,10	215,34	-	-0,94	0,39
08--09	4,17	175,81	5	79,261	4,17	62,762	6,5	73,319	5,10	215,34	-	-0,94	-0,54
09--10	4,17	175,81	5	79,261	4,17	62,762	5,5	62,039	4,84	204,06	-	-0,67	-1,21
10--11	4,17	175,81	5	79,261	4,17	62,762	4,5	50,759	4,57	192,78	-	-0,40	-1,62
11--12	4,17	175,81	5	79,261	4,17	62,762	5,5	62,039	4,84	204,06	-	-0,67	-2,29
12--13	4,17	175,81	5	79,261	4,17	62,762	7	78,959	5,24	220,98	-	-1,07	-3,36
13-14	4,17	175,81	5	79,261	4,17	62,762	7	78,959	5,24	220,98	-	-1,07	-4,43
14-15	4,17	175,81	5	79,261	4,17	62,762	5,5	62,039	4,84	204,06	-	-0,67	-5,10
15-16	4,17	175,81	5	79,261	4,17	62,762	4,5	50,759	4,57	192,78	-	-0,40	-5,50
16-17	4,17	175,81	5	79,261	4,17	62,762	5	56,399	4,70	198,42	-	-0,54	-6,03
17-18	4,17	175,81	0	0	4,17	62,762	6,5	73,319	3,23	136,08	0,94	-	-5,09
18-19	4,17	175,81	0	0	4,17	62,762	6,5	73,319	3,23	136,08	0,94	-	-4,15
19-20	4,17	175,81	0	0	4,17	62,762	5	56,399	2,82	119,16	1,34	-	-2,81
20-21	4,17	175,81	0	0	4,17	62,762	4,5	50,759	2,69	113,52	1,48	-	-1,33
21-22	4,17	175,81	5	79,261	4,17	62,762	3	33,839	4,17	175,86	0,00	-	-1,33
22-23	4,17	175,81	5	79,261	4,17	62,762	2	22,560	3,90	164,58	0,27	-	-1,07
23-24	4,17	175,81	5	79,261	4,17	62,762	1	11,280	3,63	153,30	0,53	-	-0,53
Totale	100	4219,48	100	1585,22	100	1506,28	100	1127,98	100	4219,48			

D'après le tableau III.2 et la formule III.2 on aura:

$$P\% = 1.87 + 6.03$$

$$P\% = 7.90\%$$

Dans notre cas, la capacité du réservoir se calcule en utilisant la formule III.1 on aura :

$$V_{\max} = \frac{7.90 \cdot 4219.48}{100}$$

$$V_{\max} = 333.34 \text{ m}^3$$

Par conséquent, la capacité totale du réservoir est :

$$V_R = 333.34 + 120$$

$$V_R = 453.34 \text{ m}^3$$

Donc la capacité du réservoir **500 m³** est suffisante pour satisfaire les besoins en eau des agglomérations.

III.9.1.2 Méthode graphique :

Le tableau III.3 ci-dessous montre la détermination de la capacité du réservoir **R1** par la méthode graphique.

Tableau III.3: Détermination de la capacité du réservoir R1 par la méthode graphique

Heure	Apport %	Apport cumulé %	Distribution %	Distribution cumulé %	La différence entre les cumules
00-01	4,17	4,17	3,63	3,63	0,53
01--02	4,17	8,33	3,63	7,27	1,07
02--03	4,17	12,50	3,63	10,90	1,60
03--04	4,17	16,67	3,63	14,53	2,13
04--05	4,17	20,83	3,90	18,43	2,40
05--06	4,17	25,00	4,17	22,60	2,40
06--07	4,17	29,17	4,70	27,30	1,86
07--08	4,17	33,33	5,10	32,41	0,93
08--09	4,17	37,50	5,10	37,51	-0,01
09--10	4,17	41,67	4,84	42,35	-0,68
10--11	4,17	45,83	4,57	46,92	-1,08
11--12	4,17	50,00	4,84	51,75	-1,75
12--13	4,17	54,17	5,24	56,99	-2,82
13-14	4,17	58,33	5,24	62,23	-3,89
14-15	4,17	62,50	4,84	67,06	-4,56
15-16	4,17	66,67	4,57	71,63	-4,96
16-17	4,17	70,83	4,70	76,33	-5,50
17-18	4,17	75,00	3,23	79,56	-4,56
18-19	4,17	79,17	3,23	82,78	-3,62
19-20	4,17	83,33	2,82	85,61	-2,27
20-21	4,17	87,50	2,69	88,30	-0,80
21-22	4,17	91,67	4,17	92,47	-0,80
22-23	4,17	95,83	3,90	96,37	-0,53
23-24	4,17	100,00	3,63	100,00	0,00
Totale	100		100		

A partir du tableau III.3 nous avons tracé la courbe présentée dans la figure III.9

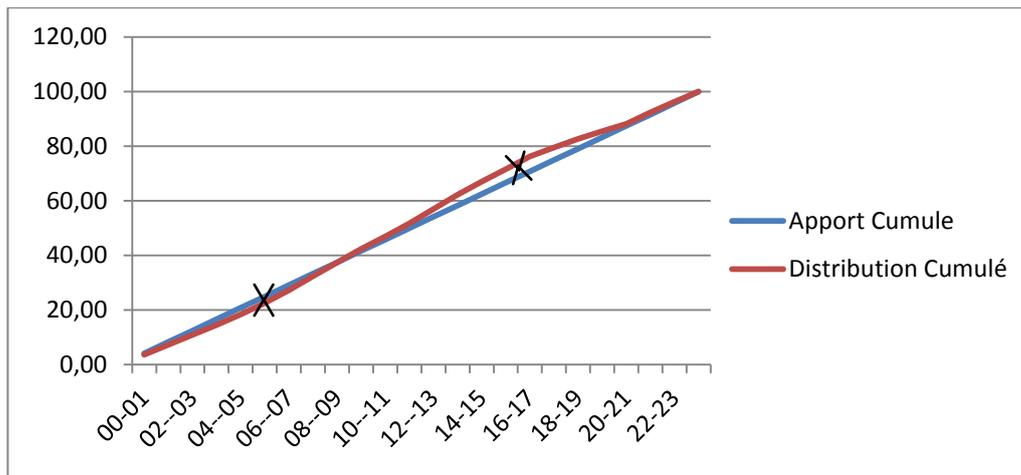


Figure III.9 : La capacité du réservoir R1 par la méthode graphique.

De la courbe on retire P (%) :

$$P(\%) = |V^-| + |V^+|$$

$$P(\%) = 5.50 + 2.40$$

$$P(\%) = 7.90$$

D'où

$$V_{\max} = \frac{4219.48 \cdot 7.9}{100}$$

$$V_{\max} = 333.34 \text{ m}^3$$

Par conséquent, la capacité totale du réservoir est :

$$V_R = 333.34 + 120$$

$$V_R = 453.34 \text{ m}^3$$

III.9.1.3 Calcul de diamètre de la cuve du réservoir :

La section circulaire est généralement adoptée pour les réservoirs de capacité $< 10\,000 \text{ m}^3$, ce qui permet de choisir cette forme pour tous les réservoirs de notre projet.

La hauteur d'eau utile est limitée généralement entre 3 et 6 mètres, l'optimum, pour les agglomérations de petite ou moyenne importance, elle se situe le plus souvent à une hauteur de 4 à 5 mètres.

Puisqu'il s'agit d'un réservoir circulaire posé sur terre, il n'y a pas de grand risque quant à l'effondrement de ce dernier, on propose une hauteur de la cuve de 5 m.

$$V = S \cdot h \quad \text{III.5}$$

Ainsi que

$$V_R = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot h$$

- V_R : volume normalisée du réservoir (m^3) ;
- h : Hauteur utile optimale d'eau (m), on prend $h=5m$;
- S : Section du réservoir (m^2) ;
- D : diamètre de la cuve (m).

$$S = \frac{V_R}{h} \quad \text{III.6}$$

Ainsi que

$$S = \frac{\pi \cdot D^2}{4}$$

Donc

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot V_R}{\pi \cdot h}}$$

- S : section circulaire (m^2) ;
- D : Diamètre du réservoir (m).

D'où :

$$D = 10.74 \text{ m}$$

on prende :

$$\mathbf{D = 11 \text{ m}}$$

III.9.1.4 Réévaluation de la hauteur d'eau h :

$$h = \frac{4 \cdot V_u}{\pi \cdot D^2}$$

$$h = \frac{4 \cdot 453.34}{3.14 \cdot 11^2}$$

$$\mathbf{h = 4.77m}$$

III.9.1.5 la section de la cuve :

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

$$S = \frac{453.34}{4.77}$$

$$S = 95.04 \text{ m}^2$$

III.9.1.6 la hauteur totale du réservoir :

En plus de la hauteur utile optimale d'eau dans la cuve, il faut prévoir un espace appelé revanche ou matelas d'air d'une épaisseur variant de 0.20 à 1 m, au-dessus du plan d'eau.

La hauteur du réservoir est calculée

$$H = h + R \quad \text{III.7}$$

- H : hauteur totale du réservoir (m) ;
- h : hauteur d'eau (m) ;
- R : étant la hauteur réservée pour le matelas d'air, on prend **R = 0.52 m**.

$$H = 4.77 + 0.52$$

$$H = 5.29 \text{ m}$$

III.9.1.7 Calcul de la hauteur d'incendie :

$$h_{\text{inc}} = \frac{V_{\text{inc}}}{S} \quad \text{III.8}$$

D'où :

- V_{inc} : volume d'incendie (m³) ;
- h_{inc} : Hauteur de la réserve d'incendie dans le réservoir (m) ;
- S : Surface de la cuve du réservoir (m³).

$$h_{\text{inc}} = \frac{120}{95.04}$$

$$h_{\text{inc}} = 1.26 \text{ m}$$

III.9.2 Dimensionnement du réservoir R2 :**III.9.2.1 Méthode analytique :**

Ce réservoir assure la distribution ci-dessous **R2** vers l'agglomération Taghlissa , Dar Ayat et **R3** vers Mellal .ce réservoir **R2** alimenté par le **R1** existant 500 m³.

$$Q_{\max, j} = 1585.22 \text{ m}^3/\text{j}$$

Le tableau III.4 ci-dessous montre la détermination de la capacité du réservoir **R2** par la méthode analytique.

Tableau III.4 : Détermination de la capacité du réservoir R2 par la méthode analytique

Heure	Débit entrant		Distribution vers Tagh - Dar		Adduction vers Mellal		Débit sortant		Surplus	Déficit	Résidu
	%	m3/h	%	m3/h	%	m3/h	%	m3/h	%	%	%
00-01	5	79,261	1	12,109	4,17	15,595	1,75	27,704	-	-3,25	0
01-02	5	79,261	1	12,109	4,17	15,595	1,75	27,704	-	-3,25	-3,25
02-03	5	79,261	1	12,109	4,17	15,595	1,75	27,704	-	-3,25	-6,50
03-04	5	79,261	1	12,109	4,17	15,595	1,75	27,704	-	-3,25	-9,76
04-05	5	79,261	2	24,219	4,17	15,595	2,51	39,814	-	-2,49	-12,25
05-06	5	79,261	3	36,328	4,17	15,595	3,28	51,923	-	-1,72	-13,97
06-07	5	79,261	5	60,547	4,17	15,595	4,80	76,142	-	-0,20	-14,17
07-08	5	79,261	6,5	78,711	4,17	15,595	5,95	94,306	0,95	-	-13,22
08-09	5	79,261	6,5	78,711	4,17	15,595	5,95	94,306	0,95	-	-12,27
09-10	5	79,261	5,5	66,602	4,17	15,595	5,19	82,197	0,19	-	-12,08
10-11	5	79,261	4,5	54,492	4,17	15,595	4,42	70,087	-0,58	-	-12,66
11-12	5	79,261	5,5	66,602	4,17	15,595	5,19	82,197	0,19	-	-12,48
12-13	5	79,261	7	84,766	4,17	15,595	6,33	100,361	1,33	-	-11,15
13-14	5	79,261	7	84,766	4,17	15,595	6,33	100,361	1,33	-	-9,81
14-15	5	79,261	5,5	66,602	4,17	15,595	5,19	82,197	0,19	-	-9,63
15-16	5	79,261	4,5	54,492	4,17	15,595	4,42	70,087	-	-0,58	-10,21
16-17	5	79,261	5	60,547	4,17	15,595	4,80	76,142	-	-0,20	-10,41
17-18	0	0	6,5	78,711	4,17	15,595	5,95	94,306	-	5,95	-4,46
18-19	0	0	6,5	78,711	4,17	15,595	5,95	94,306	-	5,95	1,49
19-20	0	0	5	60,547	4,17	15,595	4,80	76,142	-	4,80	6,30
20-21	0	0	4,5	54,492	4,17	15,595	4,42	70,087	-	4,42	10,72
21-22	5	79,261	3	36,328	4,17	15,595	3,28	51,923	-	-1,72	8,99
22-23	5	79,261	2	24,219	4,17	15,595	2,51	39,814	-	-2,49	6,50
23-24	5	79,261	1	12,109	4,17	15,595	1,75	27,704	-	-3,25	3,25
Totale	100	1585,22	100	1210,95	100	374,270	100	1585,220			

D'après le tableau III.4 et la formule III.2 on aura:

$$P\% = 14.17 + 10.72$$

$$P\% = \mathbf{24.89\%}$$

Dans notre cas, la capacité du réservoir se calcule en utilisant la formule III.1 on aura :

$$V_{\max} = \frac{24.89 * 1585,22}{100}$$

$$V_{\max} = \mathbf{394.56 \text{ m}^3}$$

Par conséquent, la capacité totale du réservoir est :

$$V_R = 394.56 + 240$$

$$V_R = \mathbf{634.56 \text{ m}^3}$$

Donc la projection d'un réservoir **750 m³** est nécessaire pour satisfaire les besoins en eau des agglomérations de Dar Ayat, Taghlissa et **R3**.

III.9.2.2 Méthode graphique :

Le tableau III.5 ci-dessous montre la détermination de la capacité du réservoir **R2** par la méthode graphique.

Tableau III.5: Détermination de la capacité du réservoir R2 par la méthode graphique

Heure	Apport %	Apport cumulé %	Distribution %	Distribution cumulé %	La différence entre les cumules
00-01	5	5	1,75	1,75	3,25
01--02	5	10	1,75	3,50	6,50
02--03	5	15	1,75	5,25	9,75
03--04	5	20	1,75	6,99	13,01
04--05	5	25	2,51	9,50	15,50
05--06	5	30	3,28	12,78	17,22
06--07	5	35	4,80	17,58	17,42
07--08	5	40	5,95	23,53	16,47
08--09	5	45	5,95	29,48	15,52
09--10	5	50	5,19	34,67	15,33
10--11	5	55	4,42	39,09	15,91
11--12	5	60	5,19	44,27	15,73
12--13	5	65	6,33	50,60	14,40
13-14	5	70	6,33	56,94	13,06
14-15	5	75	5,19	62,12	12,88
15-16	5	80	4,42	66,54	13,46
16-17	5	85	4,80	71,34	13,66
17-18	0	85	5,95	77,29	7,71
18-19	0	85	5,95	83,24	1,76
19-20	0	85	4,80	88,05	-3,05
20-21	0	85	4,42	92,47	-7,47
21-22	5	90	3,28	95,74	-5,74
22-23	5	95	2,51	98,25	-3,25
23-24	5	100	1,75	100	0,00
Totale	100		100		

A partir du tableau III.5 nous avons tracé la courbe présentée dans la figure III.10

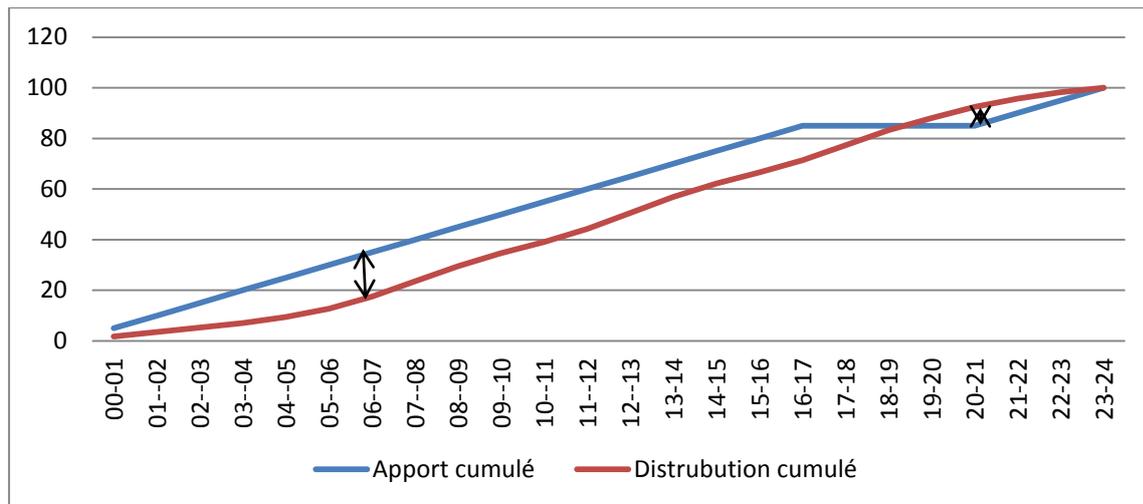


Figure III.10 : La capacité du réservoir R1 par la méthode graphique.

De la courbe on retire P (%) :

$$P(\%) = |V^-| + |V^+|$$

$$P(\%) = 17.42 + 7.47$$

$$P(\%) = \mathbf{24.89}$$

D'où

$$V_{\max} = \frac{24.89 \cdot 1585,22}{100}$$

$$V_{\max} = \mathbf{394.56 \text{ m}^3}$$

Par conséquent, la capacité totale du réservoir est :

$$V_R = 394.56 + 240$$

$$V_R = \mathbf{634.56 \text{ m}^3}$$

III.9.2.3 Calcul de diamètre de la cuve du réservoir :

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot 634.56}{3.14 \cdot 5}}$$

où :

$$D = 12.72 \text{ m}$$

on prende :

$$\mathbf{D = 13 \text{ m}}$$

III.9.2.4 Réévaluation de la hauteur d'eau h :

$$h = \frac{4 \cdot 634.56}{3.14 \cdot 13^2}$$

$$h = 4.78 \text{ m}$$

III.9.2.5 la section de la cuve :

$$S = \frac{634.56}{4.78}$$

$$S = 132.75 \text{ m}^2$$

III.9.2.6 la hauteur totale du réservoir :

$$H = 4.78 + 0.52$$

$$H = 5.30 \text{ m}$$

III.9.2.7 Calcul de la hauteur d'incendie :

$$h_{\text{inc}} = \frac{120}{132.75}$$

$$h_{\text{inc}} = 0.90 \text{ m}$$

III.9.3 Dimensionnement du réservoir R3 :**III.9.3.1 Méthode analytique :**

Ce réservoir assure la distribution ci-dessous **R3** vers l'agglomération Mellal alimenté par le **R2** dont le nombre d'habitants est 1666 habitants, avec un débit maximum journalière $Q_{\text{maxj}} = 374.27 \text{ m}^3/\text{j}$

Le tableau III.6 ci-dessous montre la détermination de la capacité du réservoir **R3** par la méthode analytique.

Le tableau III.6: détermination de la capacité du réservoir R3 par la méthode analytique

Heure	Apports %	Distribution %	Surplus %	Déficit %	Résidu %
00-01	4,17	1	3,17	-	0
01--02	4,17	1	3,17	-	3,17
02--03	4,17	1	3,17	-	6,33
03--04	4,17	1	3,17	-	9,50
04--05	4,17	2	2,17	-	11,67
05--06	4,17	3	1,17	-	12,83
06--07	4,17	5	-	-0,83	12,00
07--08	4,17	6,5	-	-2,33	9,67
08--09	4,17	6,5	-	-2,33	7,33
09--10	4,17	5,5	-	-1,33	6,00
10--11	4,17	4,5	-	-0,33	5,67
11--12	4,17	5,5	-	-1,33	4,33
12--13	4,17	7	-	-2,83	1,50
13-14	4,17	7	-	-2,83	-1,33
14-15	4,17	5,5	-	-1,33	-2,67
15-16	4,17	4,5	-	-0,33	-3,00
16-17	4,17	5	-	-0,83	-3,83
17-18	4,17	6,5	-	-2,33	-6,17
18-19	4,17	6,5	-	-2,33	-8,50
19-20	4,17	5	-	-0,83	-9,33
20-21	4,17	4,5	-	-0,33	-9,67
21-22	4,17	3	1,17	-	-8,50
22-23	4,17	2	2,17	-	-6,33
23-24	4,17	1	3,17	-	-3,17
Totale	100	100	0,00		

Le réservoir est reste plein à 24 heures et prêt à satisfaire la distribution pendant toute la durée de la demande des abonnés.

Dans notre cas, la capacité du réservoir se calcule en utilisant la formule III.1

$$V_{\max} = \frac{22.5 \cdot 374.27}{100}$$

$$V_{\max} = 84.21 \text{ m}^3$$

Par conséquent, la capacité totale du réservoir est :

$$V_R = 84.21 + 120$$

$$V_R = 204.21 \text{ m}^3$$

Donc la projection d'un réservoir 300 m³ est nécessaire pour satisfaire les besoins en eau de l'agglomération de Mellal.

III.9.2.2 Méthode graphique :

Le tableau III.7 ci-dessous montre la détermination de la capacité du réservoir **R3** par la méthode graphique

Tableau III.7 : Détermination de la capacité du réservoir R3 par la méthode graphique

Heure	Apport %	Apport cumulé %	Distribution %	Distribution cumulé %	La différence entre les cumules
00-01	4,17	4,17	1	1	3,17
01--02	4,17	8,34	1	2	6,34
02--03	4,17	12,50	1	3	9,50
03--04	4,17	16,67	1	4	12,67
04--05	4,17	20,84	2	6	14,84
05--06	4,17	25,00	3	9	16,00
06--07	4,17	29,17	5	14	15,17
07--08	4,17	33,34	6,5	20,5	12,84
08--09	4,17	37,50	6,5	27	10,50
09--10	4,17	41,67	5,5	32,5	9,17
10--11	4,17	45,84	4,5	37	8,84
11--12	4,17	50,00	5,5	42,5	7,50
12--13	4,17	54,17	7	49,5	4,67
13-14	4,17	58,34	7	56,5	1,84
14-15	4,17	62,50	5,5	62	0,50
15-16	4,17	66,67	4,5	66,5	0,17
16-17	4,17	70,84	5	71,5	-0,66
17-18	4,17	75,00	6,5	78	-3,00
18-19	4,17	79,17	6,5	84,5	-5,33
19-20	4,17	83,34	5	89,5	-6,16
20-21	4,17	87,50	4,5	94	-6,50
21-22	4,17	91,67	3	97	-5,33
22-23	4,17	95,84	2	99	-3,16
23-24	4,17	100	1	100	0,00
Totale	100		100		

A partir du tableau III.5 nous avons tracé la courbe présentée dans la figure III.11

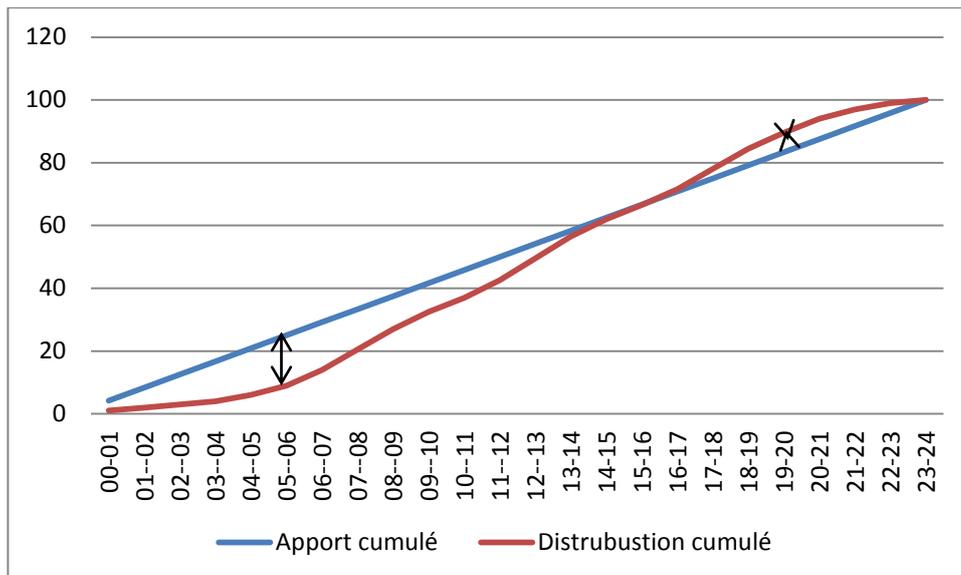


Figure III.11 : capacité du réservoir R3 par la méthode graphique.

De la courbe on retire p (%) :

$$P(\%) = |V^-| + |V^+|$$

$$P(\%) = 16 + 6.50$$

$$P(\%) = 22.5$$

D'où

$$V_{\max} = \frac{374.27 \times 22.5}{100}$$

$$V_{\max} = 84.21 \text{ m}^3$$

Par conséquent, la capacité totale du réservoir est :

$$V_R = 84.1 + 120$$

$$V = 204.21 \text{ m}^3$$

III.9.2.3 Calcul de diamètre de la cuve du réservoir :

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot V_u}{\pi \cdot h}}$$

$$D = 7.21 \text{ m},$$

On prende

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

III.9.2.4 Réévaluation de la hauteur d'eau h :

$$h = \frac{4 \cdot 204.21}{3.14 \cdot 8^2}$$

$$h = 4.06 \text{ m}$$

III.9.2.5 la section de la cuve :

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

$$S = \frac{204.1}{4.06}$$

$$S = 50.27 \text{ m}^2$$

III.9.2.6 la hauteur totale du réservoir :

$$H = h + R$$

$$H = 4.06 + 0.52$$

$$H = 4.58 \text{ m}$$

III.9.2.7 Calcul de la hauteur d'incendie :

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

$$h_{\text{inc}} = \frac{120}{50.27}$$

$$h_{\text{inc}} = 2.39 \text{ m}$$

III.10 Entretien des réservoirs :

L'humidité qui règne dans les réservoirs augmente le phénomène de corrosion des parties métalliques, donc une surveillance régulière est nécessaire pour empêcher à la fois l'apparition de ce phénomène, ainsi que d'éventuelles fissures.

Un soin particulier est à apporter au nettoyage des cuves ; opération comportant plusieurs étapes telles que :

- L'isolement et vidange de la cuve ;
- Elimination des dépôts sur les parois ;
- Examen des parois et réparations éventuelles ;

- Désinfection des parois à l'aide des produits chlores ;
- Remise en service.

III.11 Hygiène et sécurité :

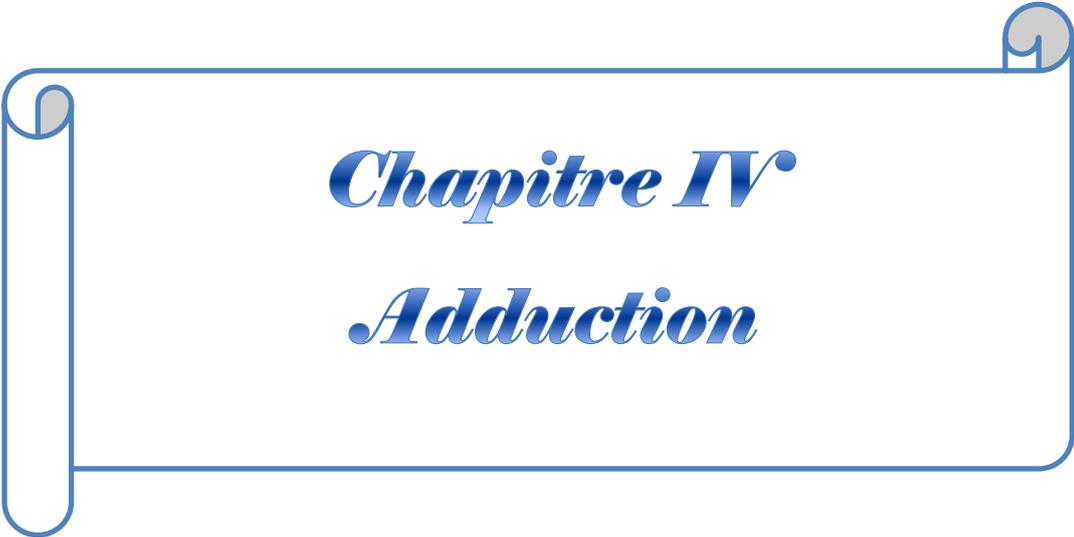
Certaines normes d'hygiène et de sécurité sont exigées dans les réservoirs afin de protéger l'eau qu'ils contiennent de toute pollution d'origine extérieure, par conséquent, les réservoirs doivent :

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

III.12 Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons déterminé le volume des différents réservoirs ainsi que les dimensions (hauteur, diamètre des réservoirs et hauteur d'incendie), garantissant l'alimentation en eau potable des différentes agglomérations.

Après le dimensionnement final des réservoirs, il est essentiel de dimensionner les conduites transportant l'eau entre ces réservoirs. Le dimensionnement des conduites sera l'objet de chapitre suivant.



Chapitre IV
Adduction

Chapitre I

Adduction

IV.1 Introduction :

L'adduction comprend l'ensemble des éléments à savoir la ressource, les infrastructures et les équipements nécessaires pour l'approvisionnement en eau potable pour les différents usagers. Le terme d'adduction vient étymologiquement du latin « adducere » qui signifie « mener ou conduire vers », c'est-à-dire, amener de l'eau du lieu de captage jusqu'au point de stockage. Dans ce chapitre, on va établir une étude technico-économique des conduites afin de choisir le matériau et les diamètres optimaux pour nos différents tronçons.

IV.2 Type d'adduction :

Les conduites d'adduction ont pour fonction d'assurer le transfert de l'eau entre deux points (*Dupont, 1979*) :

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

IV.3 Classification de l'adduction:

D'après leur fonctionnement, les adductions peuvent être classées en trois groupes (*Dupont, 1979*) :

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

IV.3.1 Adduction gravitaire :

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

- À surface libre (non en charge) ;

- En charge (le plus rencontré).

Le schéma d'adduction gravitaire est représenté dans la figure suivante :

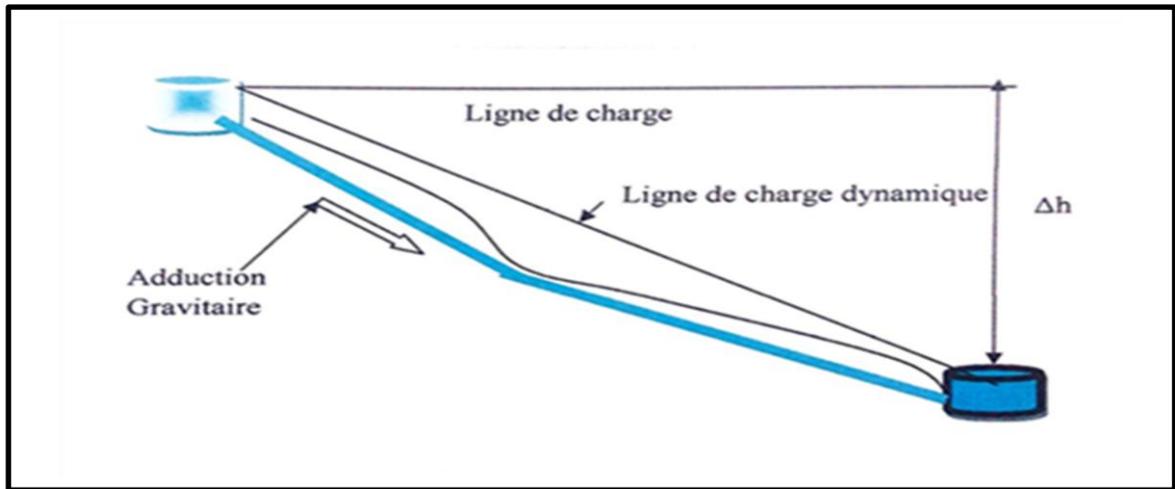


Figure IV.1: Adduction gravitaire.

IV.3.2 Adduction par refoulement :

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

Le schéma d'adduction par refoulement est représenté dans la figure suivante :

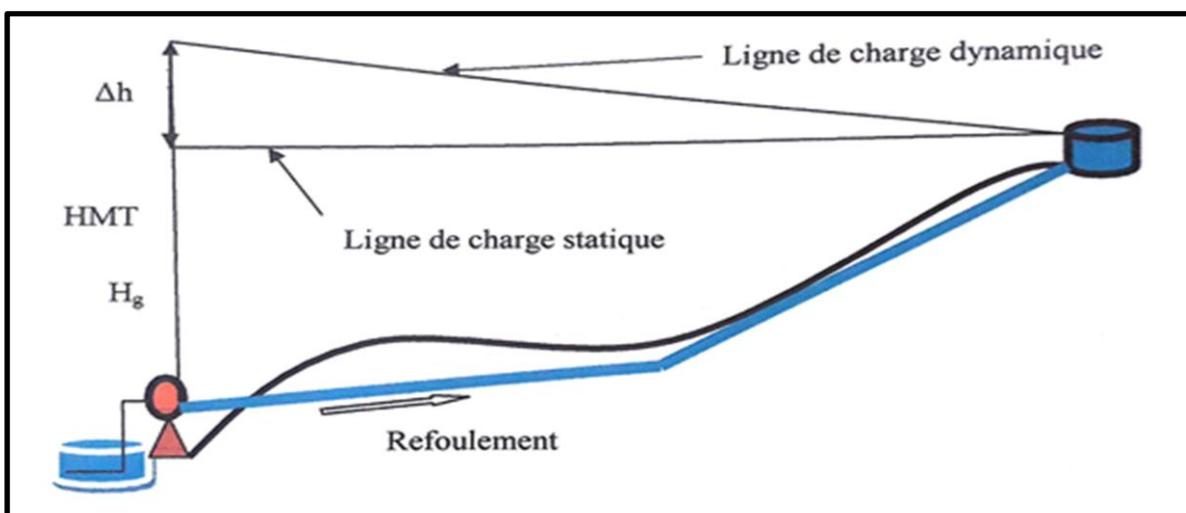


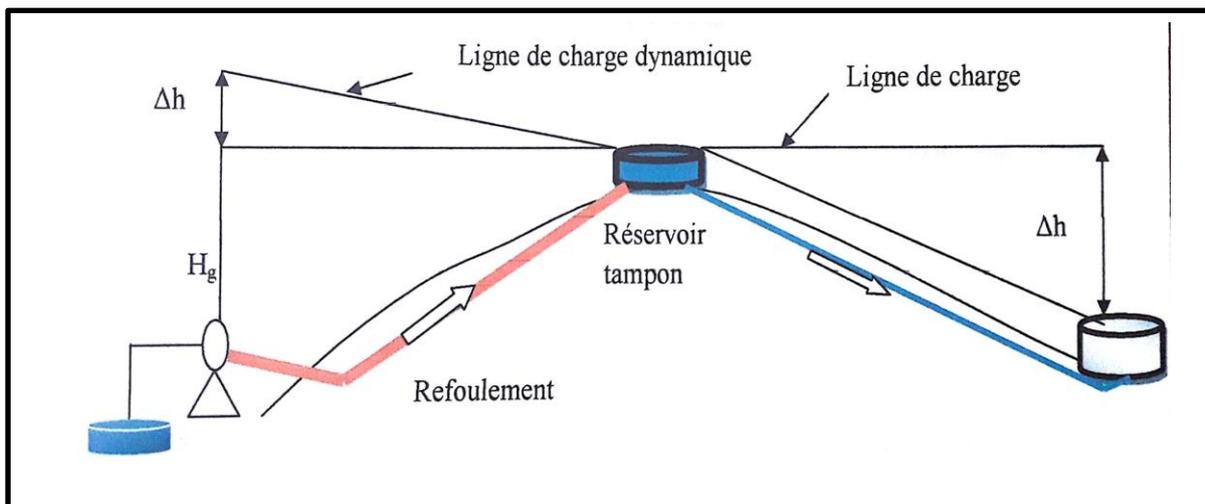
Figure IV.2: Adduction par refoulement.

IV.3.3 Adduction mixte :

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

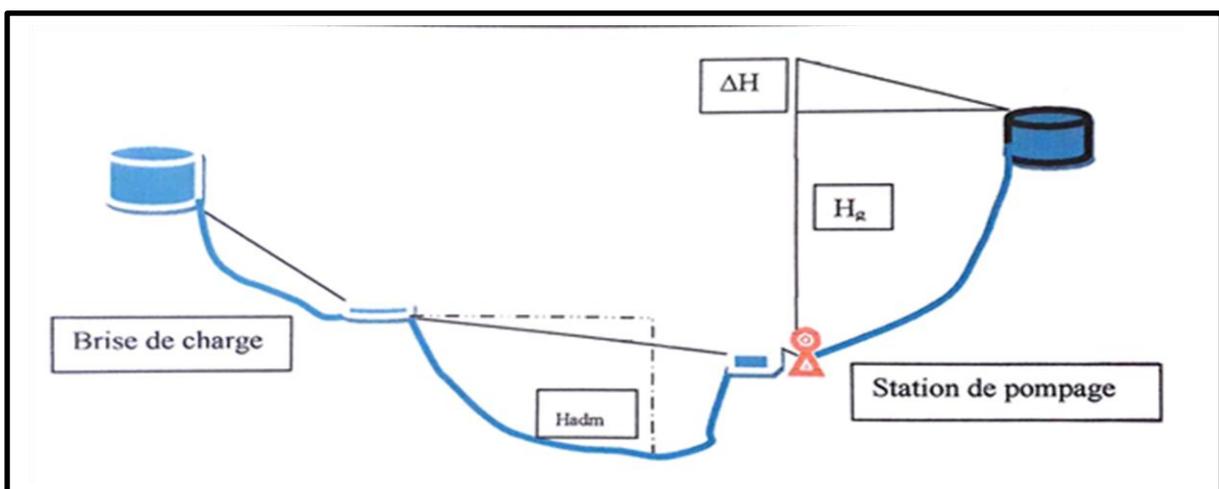
IV.3.3.1 Adduction mixte refoulement- gravitaire :

La figure IV.3 représente l'adduction mixte refoulement-gravitaire :



La figure IV.3: représente l'adduction mixte refoulement-gravitaire.

IV.3.3.1 Adduction mixte gravitaire-refoulement :



La figure IV.4: l'adduction mixte gravitaire-refoulement.

IV.4 Critères de tracé de la conduite de transfert :

Le tracé de la conduit est choisi certains d'ordre techniques et économique :

- Recherche du profil en long aussi régulier que possible, avec rampe orientée vers le réservoir d'accumulation ;
- Eviter les contre pentes qui peuvent donner lieu, au point haut, à des cantonnements d'aire plus au moins difficile a évacué, engendrant ainsi la rupture de la veine liquide ;
- Recherche du tracé le plus court afin de réduire les frais d'investissement ;
- Eviter autant que possible la traversé de obstacles (routes, voies ferrées, oueds.....etc.).

IV.5 Description du schéma d'adduction :

IV.5.1 Profil en long d'une adduction :

Le profil de l'adduction est une donnée indispensable pour visualiser le fonctionnement de l'adduction. Il peut être établi à partir d'un relevé de terrain. (Voir annexe IV.1, annexe IV.2 et annexe IV.3)

V.5. 2 Schéma d'adduction :

Le schéma d'adduction est représenté comme suit dans la figure IV.9, il est composé de deux chaines de refoulement et un chaine gravitaire :

- La première chaine concerne la conduite d'adduction par refoulement pour les eaux du forage avec un débit de 48.84 l/s à partir du réservoir **R1** existant de capacité 500 m³;
- La deuxième chaine concerne la conduite d'adduction par refoulement pour les eaux du réservoir projeté avec un débit de 22 l/s à partir de la station de pompage.
- La troisième chaine concerne la conduite d'adduction gravitaire pour les eaux du réservoir R2 avec un débit 4 l/s vers le réservoir projeté R3 de la capacité 300 m³ qui alimenté du l'agglomération Mellal.

IV.6 Choix du type des conduites :

Le choix du matériau des conduites pour le transport du fluide dépend aussi bien de leur faisabilité technique qu'économique (*Boucenna ; Amira ,2015*).

Sur le plan technique, cette faisabilité dépend de plusieurs exigences comme :

- Résistance aux attaques chimiques, aux pressions et à la résistance des charges mobiles ;
- Adaptation aux terrains de pose ;
- Bonne étanchéité ;
- Facilité d'entretien et de mise en service.

Sur le plan économique cette faisabilité dépend essentiellement :

- Du prix de la fourniture et du transport ;
- la durée de vie ;
- De leur disponibilité sur le marché local (de préférence).

Parmi les types de conduites utilisés dans le domaine d'alimentation en eau potable, on distingue:

- Conduite en acier ;
- Conduite en fonte ductile ;
- Conduite en PVC (chlorure de polyvinyle) ;
- Conduite en PEHD (polyéthylène haute densité).

Dans notre adduction on a opté pour des conduites en **PEHD** vu les avantages qu'ils représentent.

Conduite en PEHD :

Ce sont, à l'aube de nos jours, sur le marché il existe des petits et moyens diamètres, aux raisons des particularités suivants :

- Résistant à la traction :
 - Manchons soudés, pour diamètres extérieurs de tuyaux jusqu'à 160 mm ;
 - Soudures bout à bout, pour diamètres extérieurs de tuyaux depuis 90 mm ;
 - Raccords à brides, pour diamètres extérieurs de tuyaux depuis 63 mm .
 - Raccords métalliques avec bague de serrage ou de blocage; résistant à la traction selon les indications de l'usine.
- Mobiles :
 - Raccords à emboîtement, pour diamètres extérieurs de tuyaux depuis 63 mm.
- Caractéristique :
 - Apte à prendre en charge de grandes pressions.
 - Sa pose par soudeur électrique se fait sans grande contrainte.
 - Ils nécessitent beaucoup de pièces spéciales ainsi son prix devient onéreux mais acceptable par rapport à la longévité de la conduite.

- Faible rugosité.

IV.7 étude technico-économique :

Le choix des diamètres des conduites d'adduction se fait en trouvant un bon compromis entre les frais de fonctionnement qui sont inversement proportionnels au diamètre, et les couts d'investissement qui augmentent avec le diamètre. Le diamètre qui donne le prix de revient minimal de l'ensemble de l'installation en exploitation sera retenu.

IV.7.1 Calcul du diamètre économique :

Pour le dimensionnement du diamètre de la conduite d'adduction, on détermine approximativement avec le choix de la vitesse d'écoulement entre V_{\min} et V_{\max} , ce choix et réaliser par l'étude de la vitesse $V \in [0.5 - 2]$ telle que :

- Formule (1) :

$$D_{\min} = \sqrt{\frac{4*Q}{\pi*V_{\max}}} \quad \text{IV.1}$$

- Formule (2) :

$$D_{\max} = \sqrt{\frac{4*Q}{\pi*V_{\min}}} \quad \text{IV.2}$$

Avec :

- V_{\min} : La vitesse minimale de l'écoulement qui est de 0.5 m/s.
- V_{\max} : La vitesse maximale de l'écoulement qui est de 2 m/s.
- D_{\max} : Le diamètre minimal de la conduite en m.
- D_{\min} : Le diamètre minimal de la conduite en m.
- Q : Le débit qui doit transiter dans la conduite en m^3/s

Le diamètre économique est compris entre ces deux valeurs. Sa valeur exacte est celle qui donnera un cout minimal avec une vitesse comprise entre 0,5 et 2 m/s.

IV.7.2 Calcul de la vitesse:

La vitesse d'écoulement se calcule avec la formule suivante :

$$V = \frac{4*Q}{\pi*D^2} \quad \text{IV.3}$$

Avec :

- V : vitesse d'écoulement en m/s ;
- D : diamètre de la conduite en m ;
- Q : débit en m^3/s .

IV.7.3 Calcul des pertes de charge :**IV.7.3.1 pertes de charge linéaires(H_L) :**

Elles sont déterminées par la formule de Darcy- Weisbbach (**Dupont, 1979**) :

$$H_L = J * L \quad \text{IV.4}$$

Avec :

$$J = \frac{\lambda * V^2}{2 * g * D} \quad \text{IV.5}$$

- **Calcul du coefficient de perte de charge λ :**

Pour déterminer le coefficient de perte de charge λ aux différents régimes, on peut appliquer les formules suivantes :

- **Régime turbulent rugueux :**

Formule de NIKURADZI :

$$\lambda = (1.14 - 0.86 * \ln \frac{K}{D})^{-2} \quad \text{IV.6}$$

Formule d'ACHOUR : sa théorie de la MMR (méthode du modèle rugueux de référence)

$$\lambda = \left[-2 * \log \left(\frac{k}{D} + \frac{10,04}{\bar{R}} \right) \right]^{-2} \quad \text{IV.7}$$

$$\bar{R} = 2 * R_e * \left[\log \left(\frac{k}{D} + \frac{5.5}{Re^{0.9}} \right) \right]^{-1} \quad \text{IV.8}$$

- **Régime transitoire :**

Formule de COLEBROOK :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left[\frac{K}{3.71 * D} + \frac{2.51}{Re * \sqrt{\lambda}} \right] \quad \text{IV.9}$$

Avec :

- L : longueur de la conduite en m ;
- J : perte de charge par unité de longueur en m/ml ;
- g : accélération de la pesanteur égal à 9,81m/s² ;
- D : diamètre de la conduite en m ;
- V : vitesse d'écoulement en m/s ;
- λ : coefficient de perte de charge de DARCY ;
- K : Coefficient de rugosité équivalente de la paroi.

Pour les tubes en PEHD on prend K= 1mm.

- Re : nombre de REYNOLDS, donné par la formule suivante :

$$Re = \frac{V \cdot D}{\nu} \quad \text{IV.10}$$

Avec :

ν : viscosité cinématique de l'eau :

- à 10°C : $\nu = 1.31 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$;
- à 20°C : $\nu = 1.00 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$;
- à 30°C : $\nu = 0.08 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$.

Pour les conduites en acier :

La viscosité cinématique de l'eau calculée par la formule de STOCKS :

$$\nu = \frac{0.0178}{(1 + 0.0337t + 0.000221t^2)} \quad \text{IV. 11}$$

A $t = 20^\circ\text{C}$: $\nu = 0.01 \text{ stocks} = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$

IV.7.3.2 Les pertes de charge singulières (H_s) :

Elles sont provoquées par les coudes, les vannes, les clapets etc, elles sont estimées à :

- 10 % des pertes de charge linéaires pour le PEHD :

$$H_s = 0.1 \cdot H_L \quad \text{IV.12}$$

- 15 % des pertes de charge linéaire pour l'acier :

$$H_s = 0.15 \cdot H_L \quad \text{IV.13}$$

IV.7.3.3 Les pertes de charge totale (H_t) :

Elle représente la somme des pertes de charge linéaires et singulières, pour chaque

Conduites de longueur L ; donc on aura :

- Pour le PEHD :

$$H_t = 1.10 \times H_L = 1.1 \cdot j \cdot L \quad \text{IV.14}$$

- Pour l'acier :

$$H_t = 1.15 \times H_L = 1.15 \cdot j \cdot L \quad \text{IV.15}$$

IV.7.4 Détermination de la hauteur manométrique totale :

Elle représente une hauteur d'élévation fictive qui résulte de la somme de la hauteur géométrique et les pertes de charge résultantes de l'aspiration et du refoulement.

$$H_{mt} = H_g + H_t \quad \text{IV.16}$$

IV.7.5 Puissance à fournir à la pompe :

C'est la puissance disponible au niveau de l'arbre d'entraînement de la pompe, elle se calcul comme suit :

$$P_a = \frac{g \cdot H_{mt} \cdot Q}{\eta} \quad \text{IV.17}$$

Avec :

- Pa : puissance absorbée par la pompe en (kw) ;
- Q : Débit (m³/s) ;
- η : Rendement de la pompe en % (généralement on prend 75%).

IV.7.6 Energie consommée par la pompe :

L'énergie consommée par la pompe est donnée par la formule suivante :

$$E = P * TP * 365 \quad \text{IV.18}$$

Avec :

- P : Puissance de pompage (KWh) ;
- TP : Nombre d'heures de pompage par jour.

IV.7.7 Frais d'exploitation :

$$F_{exp} = E * e \quad \text{IV.19}$$

Avec :

- E : Energie consommée par la pompe (kwh) ;
- e : prix unitaire d'un KWh imposé par SONELGAZ ($e = 4,67 \text{ DA}$).

IV.7.8 Frais d'amortissement :

Ils sont obtenus en multipliant le prix de revient de la conduite par l'amortissement annuel.

$$F_{am} = C_u * L * A \quad \text{IV.20}$$

Avec :

- C_u : Prix unitaire de la conduite en (DA/ml) ;
- L : Longueur de la conduite en (m) ;
- A : Annuité.
- **Calcul de l'amortissement annuel :**

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

Avec :

- i : Taux d'annuité (dans notre cas, 8%) ;
- n : Nombre d'année d'amortissement (dans notre cas, il est de 25 ans) ;
- A : l'amortissement annuel (Annuité).

D'où :

$$A = \frac{0.08}{(1.08)^{25} - 1} + 0.08 = 0.0937$$

$$\mathbf{A = 0.0937}$$

IV.7.9 Bilan général :

Le bilan général est la somme des frais d'exploitation et des frais d'amortissement.

$$BL = Fam + Fexp \quad IV.22$$

IV.7.10 Prix des conduites :

Le prix des conduites tableau IV.1 est pris en tenant compte des coûts de transport et de pose des conduites par mètre linéaire (Annexe IV.4)

Tableau IV.1 : Prix de revient des conduites

Diamètre des conduites (mm)		Prix de TTC
En PEHD (PN20)	63	423.53
	75	561.50
	90	859.88
	110	1199.97
	125	1469.50
	160	2470.55
	200	3842.69
	250	5993.48
	315	9137.82
	400	15561.24
500	23951.45	

IV.8 Calcule des conduites gravitaires :

L'écoulement s'effectue à partir d'un réservoir situé à une altitude suffisante pour vaincre les pertes de charge causées par le débit transitant (charge disponible).

Les paramètres hydrauliques intervenant dans le dimensionnement sont (*Dupant, 1979*) :

- Le débit.
- La vitesse.
- La perte de charge unitaire.

Le calcul se fait en résolvant un système de deux équations :

$$\left[\begin{array}{l} Q = \frac{\pi * D^2}{4} V \\ J = \left[\frac{\lambda V^2}{D 2g} \right] L < H_d \end{array} \right. \quad IV.23$$

Les étapes de dimensionnement sont les suivants :

On dispose d'une charge disponible définie par la différence d'altitude entre le point de départ et le point d'arrivé :

$$H_d = j * L \quad \text{IV.24}$$

$$j = \frac{H_d}{L}$$

Pour obtenir le débit projeté, on détermine par calcul itératifs le diamètre optimal permettant de dissiper la charge disponible :

$$H_d = \frac{8 * \lambda * L * Q^2}{g * \pi^2 * D^5} \quad \text{IV.25}$$

Donc:

$$D = \sqrt[5]{\frac{8 * \lambda * L * Q^2}{H_d * g * \pi^2}}$$

IV.9 Equipements de l'adduction :

IV.9.1 Robinets vannes :

Appareils de sectionnement fonctionnant soit en ouverture totale, soit en fermeture totale permettant l'isolement d'une partie d'adduction en cas de travaux de répartition ou autres. Parmi les différentes vannes qui existent, on distingue (**Bonvin, 2005**).

IV.9.1.1 Vanne papillon :

Appareils de réglage de débit et de sectionnement et dont l'encombrement est faible. Il s'agit d'un élément de conduite traversé par un axe déporté entraînant, en rotation, un disque obturateur appelé papillon. Diamètres plus importants de 100 à 2500 mm parfois plus.

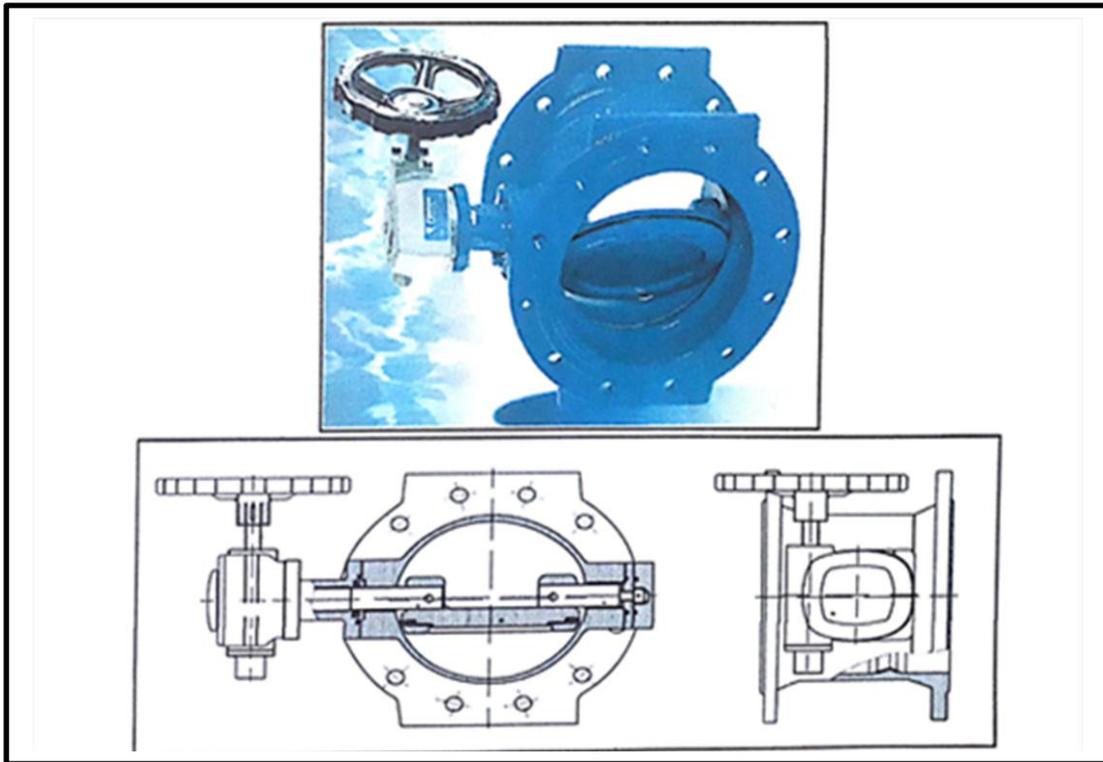


Figure IV.5: Vanne papillon automatisée.

IV.9.1.2 vanne opercule :

Appareils de sectionnement fonctionnant soit en ouverture totale, soit en fermeture totale. La vanne est une sorte de lentille épaisse qui s'abaisse ou s'élève verticalement à l'aide d'une vis tournant dans un écran fixé à la vanne. Diamètres allant de 40 à 300 mm .

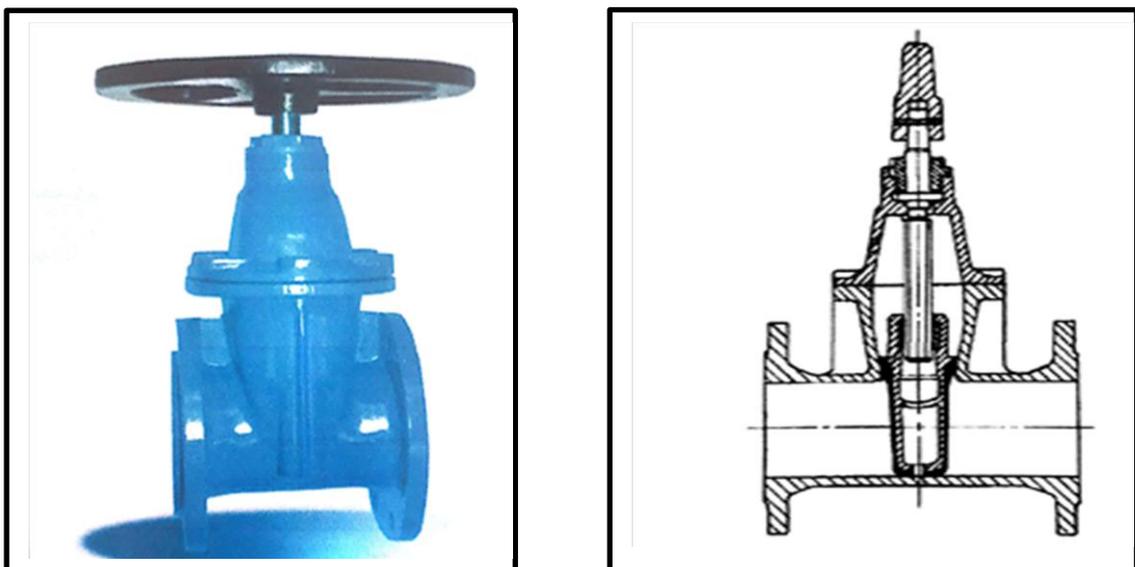


Figure IV.6: Vanne opercule.

IV.9.2 Ventouses :

Appareils mis en place aux points hauts de la canalisation et servant à l'évacuation de l'air contenu dans les conduites. L'air, compressible, est le pire ennemi des installations. Les bouchons d'air se compriment et décompressent créant des pressions qui varient sans cesse. Les sous-pressions sont souvent plus dévastatrices que les surpressions. Si l'on ne prévoit pas d'entrée d'air lorsque l'on vide les tuyaux, cela engendre le phénomène de vacuum qui engendre des déformations et dégradations importantes des tuyaux. On injecte donc de l'air par les ventouses.



Figure IV.7: Ventouse automatique

IV.9.3 Robinets de Vidanges :

Ce sont des robinets placés aux points le plus bas de la canalisation pour permettre la vidange de la conduite en cas de besoin. Ces robinets doit être facilement accessibles.

IV.9.4 Les clapets anti-retour :

Ils sont destinés à empêcher le passage d'un fluide à un certaines conditions. Ils sont surtout utilisés dans les stations de pompage au point bas des canalisations d'aspiration (désamorçage) ou sur la conduite de refoulement (arrêt de la colonne d'eau).

IV.9.5 Les crépines :

Ce sont des appareils en forme de panier percé de trous, placés à l'extrémité des canalisations d'aspiration, afin d'empêcher l'introduction de corps étrangers dans la pompe.

IV.10 Calcul des diamètres économiques pour les différentes conduites :**IV.10.1 Adduction par refoulement :****IV.10.1.1 Conduite: (forage --Réservoir existant 500m³) :**

Données :

- Côte Terrain Naturel du forage : CTN(f) = 330.62m
- Niveau dynamique du forage = 10 m
- Côte Terrain Naturel du réservoir existant : CTN(r) = 494.17m
- Hg : hauteur géométrique = Ctp (r) – (CTN(f) – Nd)
Hg = 175.55 m
- Longueur de l'adduction : L=2324m
- Débit =48.84 l/s , Q= 0.04884 m³/s.

D'après:

La formule IV.1 : $D_{\min} = 0.175\text{m}$.

La formule IV.2 : $D_{\max} = 0.349\text{m}$.

D'où les Diamètre normalisés sont : 200mm, 250mm, 315 mm et 400 mm.

Les résultats de calcul de la Conduite: (forage--Réservoir existant 500m³) sont représentés dans les tableaux ci-après :

Le choix des matériaux : PEHD (PN 25)**Tableau IV.2 : Calcul de la Hmt**

D (mm)	V (m/s)	Re	K/D	Λ	J (m/ml)	Ht (m)	Hmt (m)
200	1,555	311083	0,0050	0,0307	0,0190	48,57	224,12
250	0,995	248866	0,0040	0,0289	0,0058	14,89	190,44
315	0,627	197513	0,0032	0,0273	0,0017	4,39	179,94
400	0,389	155541	0,0025	0,0259	0,0005	1,24	176,79

Tableau IV.3 : Calcul les frais d'exploitation

D (mm)	Pa (K.w)	E (K.w.h)	e (DA/K.w.h)	F expl (DA)
200	143,17	1254203	4,67	5857130,22
250	121,66	1065754	4,67	4977070,93
315	114,95	1006961	4,67	4702506,02
400	112,94	989361	4,67	4620314,91

Tableau IV. 4 : Calcul les frais d'amortissement

D (mm)	Prix TTC	L (m)	Dep (DA)	A	Fam (DA)
200	4442,23	2324	10323742,5	0,0937	967334,67
250	6949,49	2324	16150614,8	0,0937	1513312,60
315	10109,77	2324	23495105,5	0,0937	2201491,38
400	18301,72	2324	42533197,3	0,0937	3985360,59

Tableau IV.5 : Calcul du bilan

D (mm)	V (m/s)	Fexpl (DA)	Fam (DA)	Bilan (DA)
200	1,56	5857130,22	967334,67	6824464,90
250	1,00	4977070,93	1513312,60	6490383,53
315	0,63	4702506,02	2201491,38	6903997,40
400	0,39	4620314,91	3985360,59	8605675,50

D'après les résultats obtenus dans le tableau VI.5, on constate que le diamètre le plus économique et le **250 mm** qui représente le bilan minimal, avec une vitesse acceptable de **1 m/s** et une hauteur manométrique totale de **190.44 m**.

IV.10.1.2 Conduite: (Station de pompage --Réservoir projeté 750m³):

Données :

- Cote du plan d'eau d'aspiration : 492.37m
- Côte Trop plein : CTP(r) = : 608.75m
- Hauteur géométrique : 116,38 m
- Longueur de l'adduction : L=1646.00m
- Débit =22 l/s, Q= 0.022m³/s.

D'après:

- La formule IV.1 : $D_{\min} = 0.118m$.
- La formule IV.2 : $D_{\max} = 0.237m$.

D'où les Diamètre normalisés sont : **125mm, 160mm, 200mm** et 250 mm.

Les résultats de calcul de la Conduite:(Station de pompage --Réservoir projeté **750m³**) sont représentés dans les tableaux ci-après :

Le choix des matériaux : PEHD (PN 20)

Tableau IV.6 : Calcul de la Hmt

D (mm)	V (m/s)	Re	K/D	Λ	J (m/ml)	Ht (m)	Hmt (m)
125	1,79	224204	0,0080	0,0355	0,0466	84,34	200.72
160	1,09	175159	0,0063	0,0330	0,0126	22,81	139.19
200	0,70	140127	0,0050	0,0311	0,0039	7,03	123.41
250	0,45	112102	0,0040	0,0294	0,0012	2,18	118.56

Tableau IV.7 : Calcul les frais d'exploitation

D (mm)	Pa (K.w)	E (K.w.h)	e (DA/K.w.h)	Fexpl (DA)
125	57,76	421649	4,67	1969101,17
160	40,05	292393	4,67	1365475,15
200	35,51	259249	4,67	1210691,14
250	34,12	249058	4,67	1163101,04

Tableau IV. 8 : Calcul les frais d'amortissement

D (mm)	PRIX TTC	L (m)	Dep (DA)	A	Fam (DA)
125	1469,50	1646	2418797,0	0,0875	211525,76
160	2470,55	1646	4066525,3	0,0875	355620,94
200	3842,69	1646	6325067,74	0,0875	553132,32
250	5993,48	1646	9865268,08	0,0875	862725,72

Tableau IV.9 : Calcul du bilan

D (mm)	V (m/s)	F _{expl} (DA)	F _{am} (DA)	Bilan (DA)
125	1,79	1969101,17	211525,76	2180626,93
160	1,09	1365475,15	355620,94	1721096,1
200	0,70	1210691,14	553132,32	1763823,46
250	0,45	1163101,04	862725,72	2025826,76

D'après les résultats obtenus dans le tableau IV.9, on constate que le diamètre le plus économique et le **160 mm** qui représente le bilan minimal, avec une vitesse acceptable de **1.09 m/s** et une hauteur manométrique de **139.19m**.

IV.10.2 Adduction gravitaire :

Adduction conduite (réservoir projeté R2 réservoir projeté R3)

Données :

- Cote TN (Réservoir projeté R3) : 430.41m
- Côte Trop plein CTP (Réservoir projeté R2) : 606.75m
- Hauteur géométrique : 175,34 m
- Longueur de l'adduction : L=3287m
- Débit =4 l/s, Q= 0.004m³/s.

D'après la formule de Darcy-weisbach :

$$D = \sqrt[5]{\frac{8*\lambda*L*Q^2}{Hd*g*\pi^2}}$$

Où

$$D = \left[\frac{8*\lambda*L*Q^2}{\pi^2*g*H_d} \right]^{\frac{1}{5}}$$

On procède par itération :

- Suppose une valeur de λ^k
- Calculer le diamètre **D**
- Déterminer la vitesse **V** et **Re**
- Calculer par la formule de NIKURADZI λ^{k+1}

- Compare λ^{k+1} et λ^k
- Si $\lambda^{k+1} \neq \lambda^k \longrightarrow$ refaire les itérations

Tableau IV.10: Calcule le diamètre théorique

Itération	λ^k	$D^k(m)$	$V(m/s)$	Re	λ^{k+1}	remarque
1	0,0300	0,0594	1,440	85673	0,0461	Non
2	0,0461	0,0648	1,212	78593	0,0447	Non
3	0,0447	0,0644	1,227	79092	0,0448	Non
4	0,0448	0,0644	1,226	79055	0,0448	Oui

Après itération le diamètre théorique $D_{th}=0.064$ m

Le diamètre commercial $D_c = 75$ mm, avec une vitesse acceptable $V=1.23$ m/s

Pour garder le même débit véhiculé dans la conduite avec la même vitesse et le diamètre **75 mm**, on utilise une vanne.

- **Calcul des pertes de charge dans la vanne**

$$J_v = H_g - H_t \tag{V.26}$$

$$H_t = 1.1 * J * L$$

Tableau IV.11: Calcul des pertes de charge dans la vanne J_v

D(mm)	V(m/s)	Re	L(m)	λ	J(m)	$H_t(m)$	$H_g(m)$	$J_v(m)$
75	1.23	79055	3287	0.0448	0.046	166.54	175.34	8.8

- **Détermination du degré de fermeture des robinets vanne :**

Pour réduire les fortes pressions qui surviennent a la majorité des nœuds, on installera des robinets vanne sur les tronçons de la conduite maitresse et vu la jonction en série des tronçons, la somme des pertes de charges créées va atténues les surpressions régnants sur les nœuds. Le principe est de charger la trajectoire de la particule fluide par action de de décollement, ceci va engendrer une perte de charge singulière.

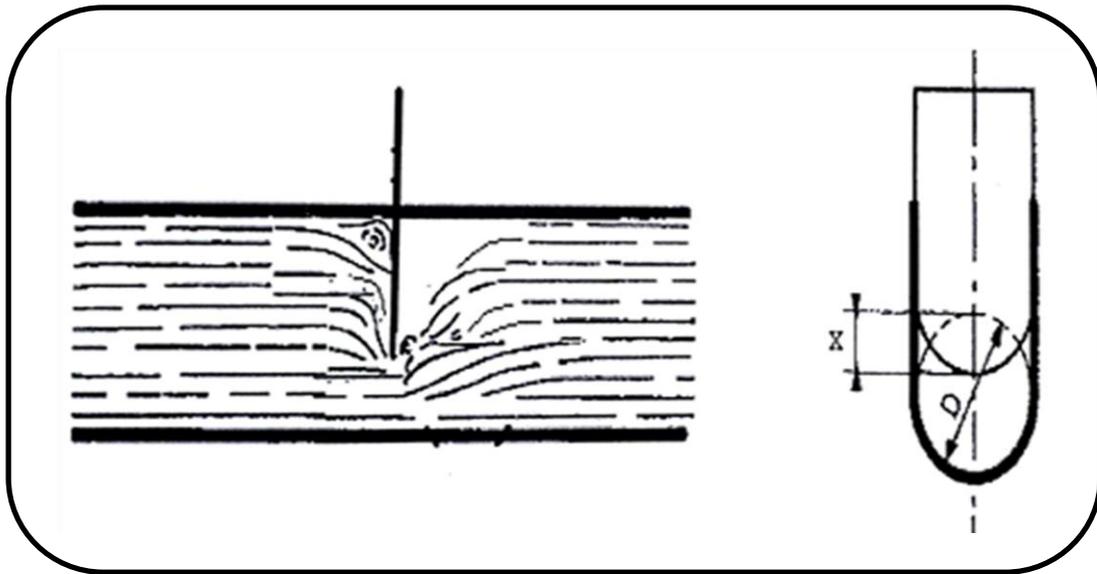


Figure IV.8 : Action de décollement de la particule fluide par un vannage.

➤ **Calcule du degré de fermeture des robinets la vanne :**

$$J_s = 0,08263 * \frac{K}{D^4} * Q^2 \quad \text{V.27}$$

Ou :

- J_s : Pertes de charge singulière (m),
- K : Coefficient de perte de charge singulière,
- D : diamètre du conduit (m),
- Q : débit transité dans la conduit (m^3/s).

Le Coefficient de perte de charge singulière K pour un robinet vanne est donné par :

$$K = 0.2 + \frac{23.8 \left(\frac{x}{D}\right)^5}{1 - \left(\frac{x}{D}\right)} \quad \text{V.28}$$

Avec :

- x : abaissement de l'opercule du robinet vanne (mm),
- D : diamètre de la conduite (mm).

Après avoir trouvé le pourcentage de fermeture, un tableau donnant le nombre de tour nécessaire à l'obturation de la conduite permet de trouver le nombre nécessaire pour la fermeture voulue. Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau suivant : (Annexe IV.5 et Annexe IV.6)

Tableau IV.12 : Récapitulatif des résultats de calcul du vannage.

Tronçon	Q (l/s)	D (mm)	J _s (m)	K	X (mm)	X/ D(%)	N ^{bre} tours
R2 - R3	4	75	8.8	210.61	69.285	92.38	16

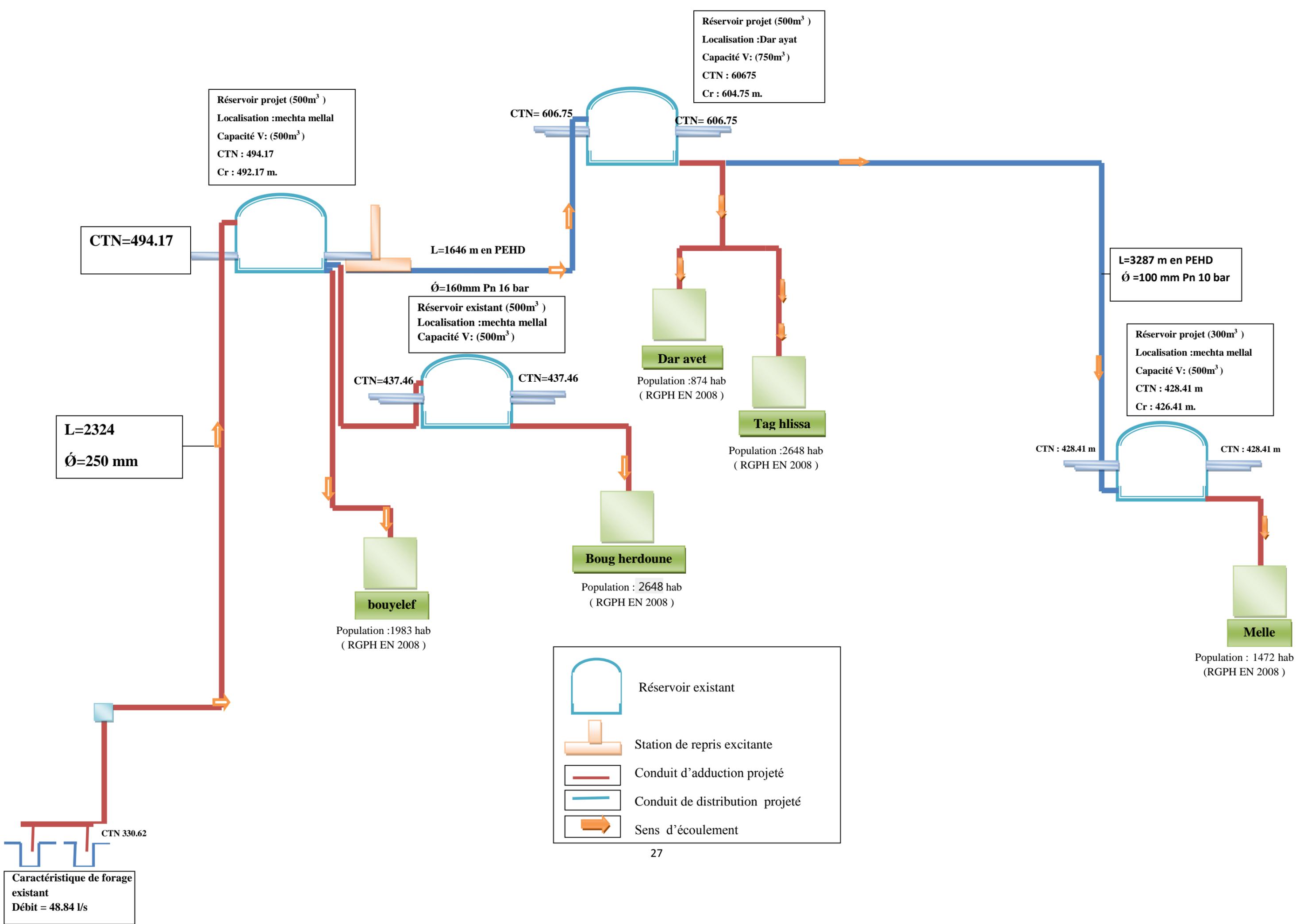
IV.11 La récapitulatif des résultats :

Tableau IV.13:Tableau récapitulatif des résultats

Adduction	Tronçon	Longueur (m)	Débit (l/s)	Diamètre (mm)	Vitesse (m/s)
Par refoulement	Fourrage-R1	2324	48.48	250	1
	STP - R2	1646	22	160	1.09
Par gravitaire	R2 - R3	3287	4	75	1.23

IV.12 Conclusion :

Pour établir les diamètres des conduites de notre adduction, nous avons calculé les différents paramètres hydrauliques, tels que la vitesse d'écoulement, les pertes de charge, ainsi que les frais d'exploitation et d'amortissement, afin de trouver une solution idéale du point de vue technique et économique.





Chapitre V
***Pompes et station de
pompage***

Chapitre V

Pompes et station de pompage

V.1 Introduction :

Une pompe est une machine hydraulique qui aspire et refoule un liquide (l'eau, l'huile, l'essence, les liquides alimentaires etc...) d'un point à un endroit voulu. La pompe est destinée à élever la charge du liquide pompé.

La charge ou l'énergie est la somme de trois catégories d'énergie :

Energie cinétique : $\vartheta^2/2g$

- Energie potentielle : H ou Z
- Energie de pression : $p/\rho g$

C'est donc un appareil qui génère une différence de pression ΔP entre l'entrée et la sortie de la machine. L'énergie requise pour faire fonctionner une pompe dépend (Savatier ,Gadelle,3^{ème} édition) :

- Des propriétés du fluide : la masse volumique, la viscosité dynamique μ
- Des caractéristiques de l'écoulement : la pression P , la vitesse V , le débit volume Q , la hauteur H
- Des caractéristiques de l'installation : la longueur des conduites L , le diamètre D et la rugosité absolue ε .

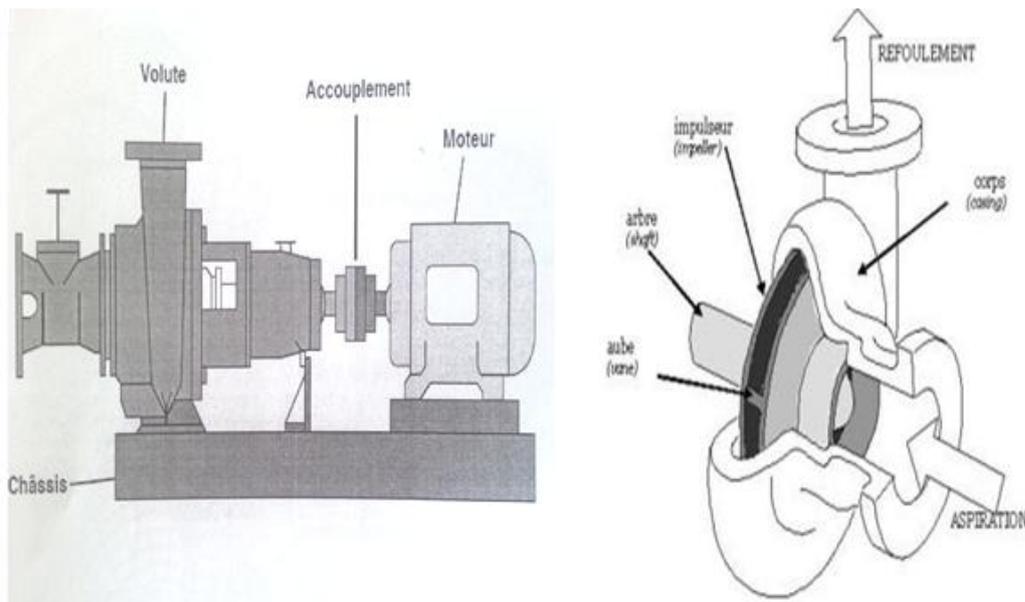


Figure V.1 : pompe centrifuge.

V.2 Classification des pompes :

Il existe deux grands types de pompes (**Morel, tome2**) :

Les turbopompes, qui agissent sur l'énergie cinétique

- Les pompes volumétriques, qui agissent sur l'énergie de pression.

Il existe une troisième catégorie de moins en moins utilisée : les pompes à capacité qui agissent sur l'énergie d'altitude.

Pour les turbopompes, on utilise essentiellement les pompes centrifuges qui sont aujourd'hui les pompes les plus utilisées. Elles peuvent être radiales, axiales ou mixtes.

Quant aux pompes volumétriques, elles peuvent être :

- A profil conjugués : on y retrouve les pompes à engrenage, à lobes, à vis hélicoïdale, à piston relatif
- A palettes : rigides ou flexibles

On peut aussi retrouver des pompes volumétriques alternatives : les pompes à piston simple ou multiple, à diaphragme ou membrane, à piston plongeur.

V.3 Principe de fonctionnement des pompes :

V.3.1 Turbopompes :

Les turbopompes sont actuellement parmi les plus employées des pompes. Les principales raisons de ce choix sont les suivantes ;

Ces appareils étant rotatifs et ne comportant aucune liaison articulée, leur entraînement par un moteur électrique ou à combustion interne, ne présente aucune difficulté.

L'encombrement de la turbopompe est environ huit fois moindre que celui des pompes volumétriques, et peut être encore réduit en adoptant une disposition à axe vertical.

Ce moindre encombrement et un poids plus faible permettent de réaliser d'appréciables économies sur les bâtiments abritant les installations.

De plus, les frais d'entretien d'une turbopompe sont peu élevés.

Suivant le type de rotor et son mode d'action, on distingue dans la catégorie de la turbopompe, les trois principaux types suivants :

- Les pompes centrifuges.
- Les pompes hélices ou radiales.
- Les pompes hélico-centrifuges ou semi-axiales.

Les pompes centrifuges sont les plus utilisées et elles couvrent 80% des pompes utilisées et présentent les avantages suivants :

- machine de construction simple et nécessitant peu d'entretien
- prix d'achat modéré, coût de maintenance faible
- bon rendement (70% à 80%)
- adaptées à toute sorte de liquide
- vitesse de rotation allant de 750 à 3000 tours/min, donc facilement entraîné par un moteur électrique

Elles présentent aussi certains inconvénients :

- Impossible de pomper des liquides trop visqueux (les roues tournent sans entraîner le fluide)
- Production d'une pression différentielle faible (0,5 à 10 bars)
- la pompe ne s'amorce pas d'elle-même

Les pompes centrifuges sont constituées fondamentalement de :

- Un distributeur
- Un rotor ou roue
- Un diffuseur

Le principe de fonctionnement repose sur la variation de vitesse de l'eau pompée pratiquement, leur fonctionnement se résume en trois étapes :

- l'aspiration : assurée et facilitée par le distributeur ; la vitesse du fluide entrant augmente alors que la pression diminue
- l'accélération : assurée par le rotor ; la rotation de la roue augmente la vitesse du liquide et les forces centrifuges augmentent la pression
- Le refoulement : assurée par le diffuseur ; la vitesse diminue et la pression augmente. L'énergie cinétique est donc convertie en énergie de pression.

NB : les pompes centrifuges font partie des turbopompes. On retrouve également dans cette catégorie de turbopompes, les pompes hélices et les pompes hélico-centrifuges.

Les pompes centrifuges sont utilisées pour des hauteurs d'élévation relativement importantes et les pompes hélices pour les débits importants.

Il existe un certain nombre d'autres classifications des turbopompes selon les critères suivants :

- la disposition
 - De l'axe : horizontal, vertical, incliné
 - De moteur : en surface, immergée
 - Des canalisations : pompes en ligne
- Le nombre et la disposition des rotors : monocellulaires, multicellulaires.

- La conception des roues : ouvertes, à canaux, à vortex.
- les possibilités d'amorçage plus ou moins automatique : pompes auto-amorçantes à canaux, à amorçage automatique par décantation, etc...
- L'utilisation : irrigation, eaux chargées, forages.
- Importance de la pression produite : basse pression, moyenne pression, haute pression.

D'un point de vue qualitatif, les pompes centrifuges sont utilisées pour des hauteurs d'élévation relativement importantes (plusieurs dizaines de mètres).

Les pompes hélices sont utilisées pour élever des débits importants (plusieurs centaines de litres/s) à des hauteurs faibles.

V.3.2 Les pompes volumétriques :

Le liquide est d'abord aspiré par l'accroissement d'un volume de liquide puis refoulée par diminution de ce même volume. L'énergie de pression est fournie directement au liquide dans ces pompes et par variation successive d'un volume raccordé alternativement à l'orifice d'aspiration et à l'orifice de refoulement.

Les pompes volumétriques génèrent une grande différence de pression ΔP mais un faible débit Q . Dans le cas où le fluide est un gaz, ces machines portent le nom de compresseurs, si elles produisent de fortes pressions, et de supprimeurs, si elles servent à produire un grand débit sous une pression donnée.

Les turbopompes génèrent un grand débit Q mais une faible différence de pression ΔP . Si le fluide est un gaz, elles s'appellent compresseurs si elles servent à la compression, et soufflantes ou ventilateurs si elles produisent un débit à partir d'une faible différence de pression (*Association Générale des Hygiéniste et Techniciens Municipaux*).

V.4 Les stations pompages :

V.4.1 Définition :

Une station de pompage est une station servant à pomper l'eau ou plus généralement un fluide, tel que le pétrole par exemple. Elle peut être utilisée pour plusieurs applications telles que l'approvisionnement en eau des canaux, le drainage des terres basses, et l'élimination des eaux usées vers le site de transformation.

V.4.2 Les différents types (Roux, 1989) :

- Stations de pompage de surface :

- pompes de surface à axe horizontal.
- pompes de surfaces à axe vertical.
- Stations de pompage immergées à ligne d'arbre-groupes immergées :
 - pompes immergées à axe vertical commandée par un moteur placé en surface.
 - groupe de pompe à moteur immergé.

V.5 Les équipements en aval et en amont des pompes :

Ils comprennent :

- Les équipements à l'aspiration : Grilles, tulipe d'aspiration, crépine, clapets, joints, vannes, convergents, dispositifs anti-vortex, vacuomètre, dispositif d'amorçage de la conduite et de la pompe...;
- les équipements au refoulement : joints, divergents, clapets anti-retour, vannes, débitmètre, manomètre...;
- Les circuits auxiliaires.

V.5.1 Equipement en amont : Aspiration

L'aspiration des pompes d'une station peut se faire soit dans une bêche d'aspiration, soit dans une conduite.

- Aspiration en bêche
- Grilles
- Vanne
- Tulipe
- Crépine
- Clapet d'aspiration
- Puisard (pour pompe hélice)
- Aspiration sur conduite
- Conduite ou collecteur d'aspiration
- Joints
- Organes communs aux deux types d'aspiration
- Vacuomètre

V.5.2 Equipements en aval : Refoulement

- Joints de raccordement
- Clapet de refoulement

- Vanne de refoulement
- Divergent et collecteur de refoulement
- Manomètre

V.6 Point de fonctionnement :

Le point de fonctionnement d'une pompe est le point d'intersection de la courbe Caractéristique de la pompe [$H = f(Q)$], avec celle de la conduite [$H = H_g + RQ^2$],

Avec :

- H_g : hauteur géométrique en m.
- R : coefficient de perte de charge.
- Q : le débit à refouler en m^3/h .

Ce point est noter P, qui aura Q_p et H_p comme coordonnées ; il doit être situé dans la zone De rendement maximal de cette pompe pour qu'elle débite dans les conditions optimale

V.7 Réglage du point de fonctionnement de la pompe :

Dans le cas où le point nommé P ne coïncide pas avec celui désire ; des modifications Seront apportées pour l'adaptation aux conditions désirées. Pour cela on opte pour quatre Méthodes (Chicha, 1971) :

V.7.1 Première méthode :

V.7.1.1 Temps de pompage :

Le de fonctionnement P1 étant à droite de P2 (point désiré), le débit relevé Q1 sera plus Important que Q2 et la durée de pompage sera réduite.

Le volume arrivant au réservoir pendant le temps t_2 est : $V = t_2 * Q_2$

Ce même volume est obtenue par du débit Q1 pendant le temps t_1 .

Donc :

$$V = Q_1 * t_1 \text{ et } V = Q_2 * t_2 \rightarrow Q_1 * t_1 = Q_2 * t_2$$

On aura :

$$t_2 = \frac{Q_1 * t_1}{Q_2} \quad \text{V.1}$$

La puissance fournie par la pompe est donc :

$$P_1 = \frac{g * H_1 * Q_1}{\eta} \quad \text{V.2}$$

η : Rendement correspondant au point P1.

V.7.2 Deuxième méthode :

V.7.2.1 Le vannage :

Elle se fait par l'association d'une vanne a la conduite de refoulement et procède à sa

fermeture partielle afin de créer des pertes de charge (h) pour obtenir le débit désiré Q_2 .

La puissance absorbée par la pompe est donc :

$$P = \frac{\rho * g * H * Q_2}{\eta} \quad \text{V.3}$$

η : Rendement correspondant au point P2. (Point désiré)

V.7.3 Troisième méthode :

V.7.3.1. Rognage :

Elle consiste à rogner la roue de la pompe tout en gardant la même vitesse de rotation (N).

Pour cela, on trace une droite passant par le point P1 qui coupe la caractéristique de la pompe en P2 et cela avant le rognage.

D'après les lois de similitudes on aura : Q_2

$$\frac{Q_2}{Q_1} = \frac{H_2}{H_1} = \frac{D_2^2}{D_1^2} \quad \text{V.4}$$

En posant $D_2 = m * D_1$

Avec :

m : coefficient de rognage.

Le pourcentage de rognage (r) sera

$r = 1 - m$, en (%).

La puissance absorbée par la pompe est donc :

$$P_2 = \frac{g * H_2 * Q_2}{\eta} \quad \text{V.5}$$

V.7.4 Quatrième méthode :

V.7.4.1 La vitesse de rotation :

Elle consiste à chercher la vitesse souhaitable pour que la courbe caractéristique de la pompe passe par le point désiré P2. Ainsi on trace la parabole : $H_2 = a Q_2^2$

Avec :

$$a = \frac{H_1}{Q_1^2} \quad \text{V.6}$$

D'après les lois de similitudes, on aura :

$$N_2^2 = \frac{N_1^2 H_2}{H_1} \quad \text{V.7}$$

V.8 Couplage des pompes :

Le couplage des pompes peut s'effectuer en série ou en parallèle.

V.8.1 couplage en série :

Le couplage en série est mis en application sur les pompes centrifuges multicellulaires. Tout se passe comme si le refoulement d'une pompe arrivait à l'ouïe d'aspiration de la pompe suivante. Pour un débit donné, la hauteur d'élévation est égale à la somme des hauteurs d'élévation produites par chaque groupe ou chaque cellule.

Les pompes multicellulaires centrifuges sont utilisées pour les fourrages profonds ou pour l'irrigation par aspersion, grâce à leurs hauteurs d'élévation.

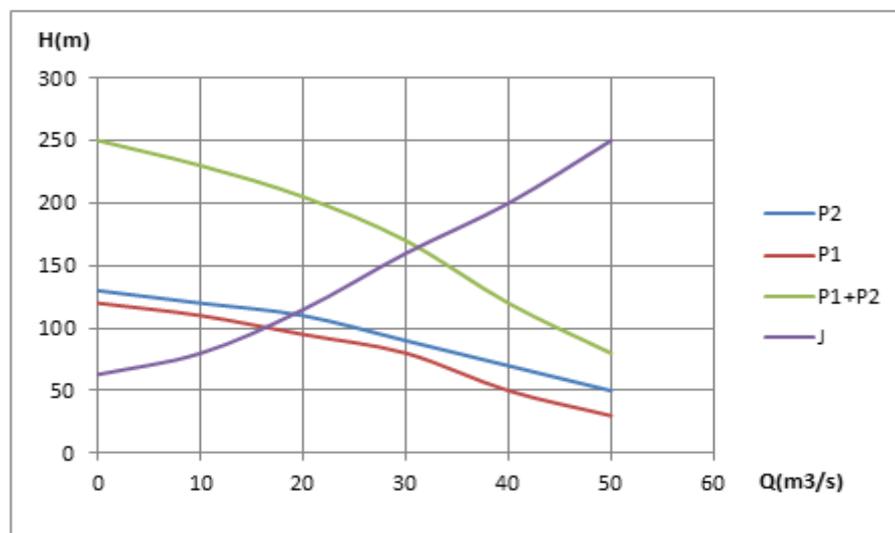


Figure V.2 : Couplage en série et point de fonctionnement.

V.8.2 Couplage en parallèle:

Ici, chaque conduite de refoulement aboutit à un collecteur général commun. Le débit du collecteur sera composé de la somme des débits de chaque pompe.

La caractéristique de l'ensemble des groupes est obtenue en additionnant pour une même ordonnée H, les débits abscisses de chaque groupe (*Dupont, 1981*).

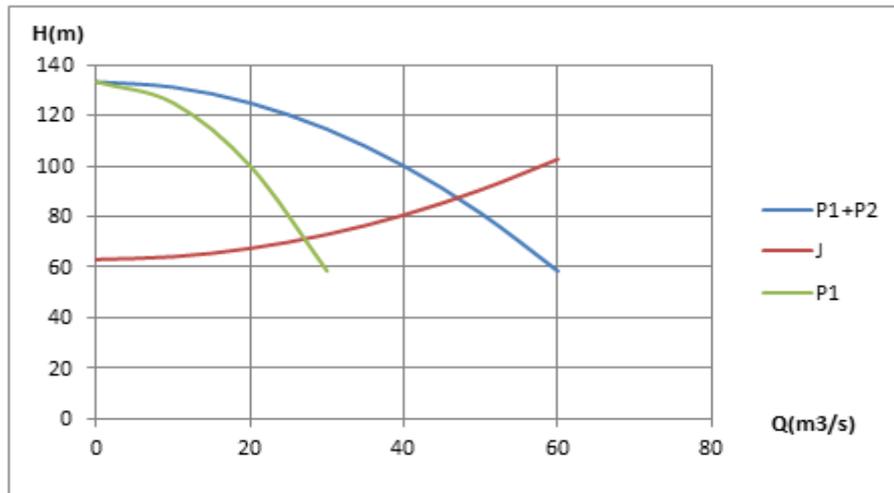


Figure V.3 : Couplage en parallèle et le point de fonctionnement.

V.9 Choix du type de Pompe :

Les critères de choix du type de pompe sont :

- Assurer le débit appelé Q_{app} et la hauteur HMT .
- Meilleur rendement ;
- Vérifier la condition de non cavitation ;
- Encombrement et poids les plus faibles ;
- Vitesse de rotation la plus élevée ;
- Puissance absorbée minimale ;
- Etre fabriquée en série.
- Doit répondre à la construction du Bâtiment la plus économique.

V.10 Choix du nombre de pompes :

Les critères de choix du nombre de pompes sont :

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

V.11 Phénomène de cavitation (Roux, 1989) :

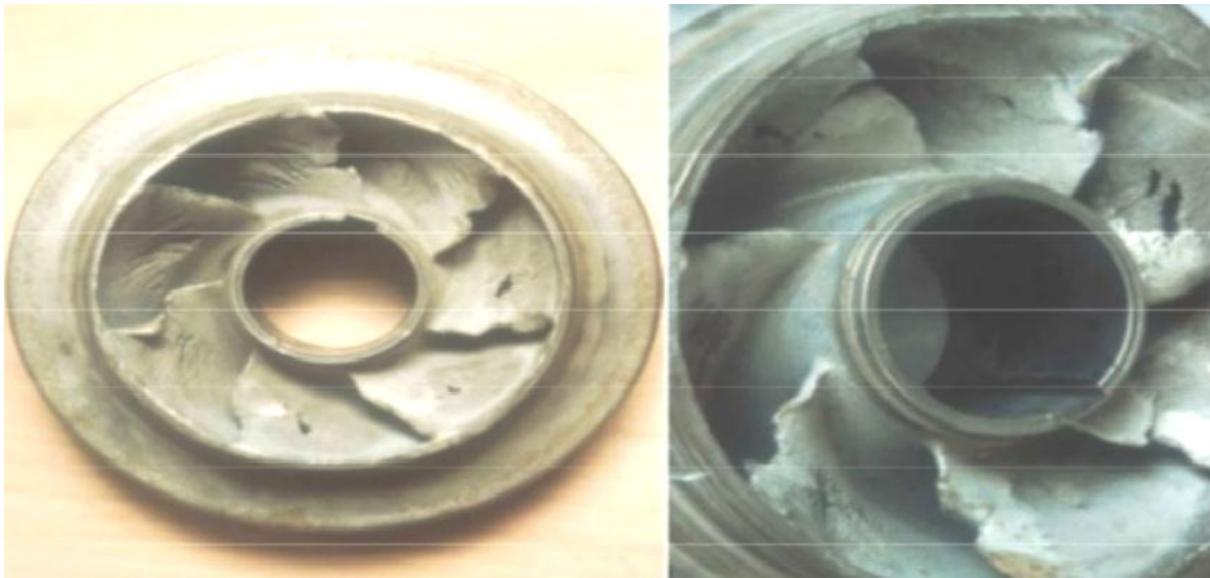
La cavitation est la vaporisation du liquide contenu dans la pompe quand il est soumis à une pression inférieure à la tension de vapeur correspondant à sa température.

Ce phénomène se produit à l'orifice d'aspiration de la pompe ; des bulles apparaissent dans les zones où la pression est la plus faible (entrée des aubes de roue des pompes centrifuges) : elles sont transportées dans les zones de pression plus fortes où se produit leur recondensation. Des

implosions se produisent alors à des fréquences élevées et créent des surpressions locales très élevées (jusqu'à des centaines de bars).

La cavitation est un phénomène à éviter absolument, car il entraîne de graves conséquences :

- Erosion des matériaux pouvant aller jusqu'au perçage des aubes de turbine, des pompes centrifuges.
- Augmentation du bruit et des vibrations générées par la pompe
- Chute des performances des pompes avec diminution importante de la hauteur manométrique totale, du débit et du rendement.



FigureV.4 : phénomène de cavitation.

V.12 Disposition d'ensemble – conception architecturale de la station et ses annexes :

V.12.1 Le bâtiment :

Pour les installations de faible puissance, la notion de station de pompage elle-même disparaît : c'est le cas par exemple des groupes motopompes transportables, installés au bord des rivières, pour des petites installations d'irrigation.

Pour les stations fixes, quelle que soit leur importance, les groupes et les appareillages divers devront être protégés contre les intempéries ou contre les rigueurs du climat. Les stations qui nous intéressent ici sont celles des pays chauds, qui ont une superstructure susceptible de résister aux vents et dégradations d'origine diverses (termites...), on préfère des ossatures métalliques à des ossatures en bois.

Les parois latérales peuvent être des agglomérés, des briques, des tôles, des plaques d'amiante-ciment elles peuvent être ajourées ou complètement fermées afin de permettre une ventilation naturelle et l'évacuation des quantités de chaleur produites par les groupes.

Le toit est souvent construit en tôle ondulée, en plaques d'amiante-ciment, ou, pour des grosses stations, est composé d'une dalle en béton arme classique.

Il convient de noter que certains groupes électropompes spécialement protégés contre les intempéries, comme les groupes "out-door" et les groupes immergés à moteur submersible peuvent être utilisés à ciel ouvert ; dans ce cas, le bâtiment de la station, construit à l'écart des groupes, a pour seul but de protéger l'équipement électrique et les divers appareillages.

Cette solution présente l'inconvénient d'avoir recours à des moyens mobiles pour la manutention des groupes (installation, réparation) ; à cet effet, un camion grue ou un trépied mobile peuvent être utilisés.

Dans le cas général, le bâtiment abrite l'ensemble des installations : pour roulant, groupes, appareillage électrique. La surface couverte peut être déterminée par la figure ci-après.

V.12.2 Eclairage :

La superficie des fenêtres ou ouvertures doit avoir au-moins les 1/7 de la superficie couverte.

V.12.3 Ventilation :

La salle des pompes est protégée de manière à ce que toute la chaleur produite par les moteurs soit évacuée à l'extérieur. La différence de température admissible entre l'air intérieur et extérieur ne doit pas dépasser :

5° (présence permanente du personnel) ;

10° (présence accidentelle du personnel).

La température prise en compte est la température moyenne mensuelle à 13h pour le mois le plus chaud. Pour les stations importantes, la ventilation naturelle n'est généralement pas suffisante pour empêcher l'échauffement d'un bâtiment ou sont réunis les groupes de pompage et le poste de transformation. Aussi, si l'on admet que la ventilation naturelle est suffisante pour refroidir le poste de transformation et les appareillages, on prévoit par contre pour la ventilation des moteurs des groupes, une ventilation forcée (*Association Générale des Hygiéniste et Techniciens Municipaux*).

V.13 Schémas et règles d'installation :

En vue d'éviter de graves accidents de fonctionnement tels que cavitation, désamorçage, etc....., il convient l'on de la conception ou de la réalisation des installations (tuyauterie, chambres d'aspiration, disposition des groupes), d'observer un certain nombre de règles ou de principes.

La figure suivante et sa légende inventorient l'ensemble des équipements devant s'installer à l'aspiration et au refoulement des pompes centrifuges. Il a été retenu le cas d'une pompe fonctionnant en aspiration, cas qui nécessite le plus d'attention dans le choix des équipements et de leurs caractéristiques (*Morel, tome 2*).

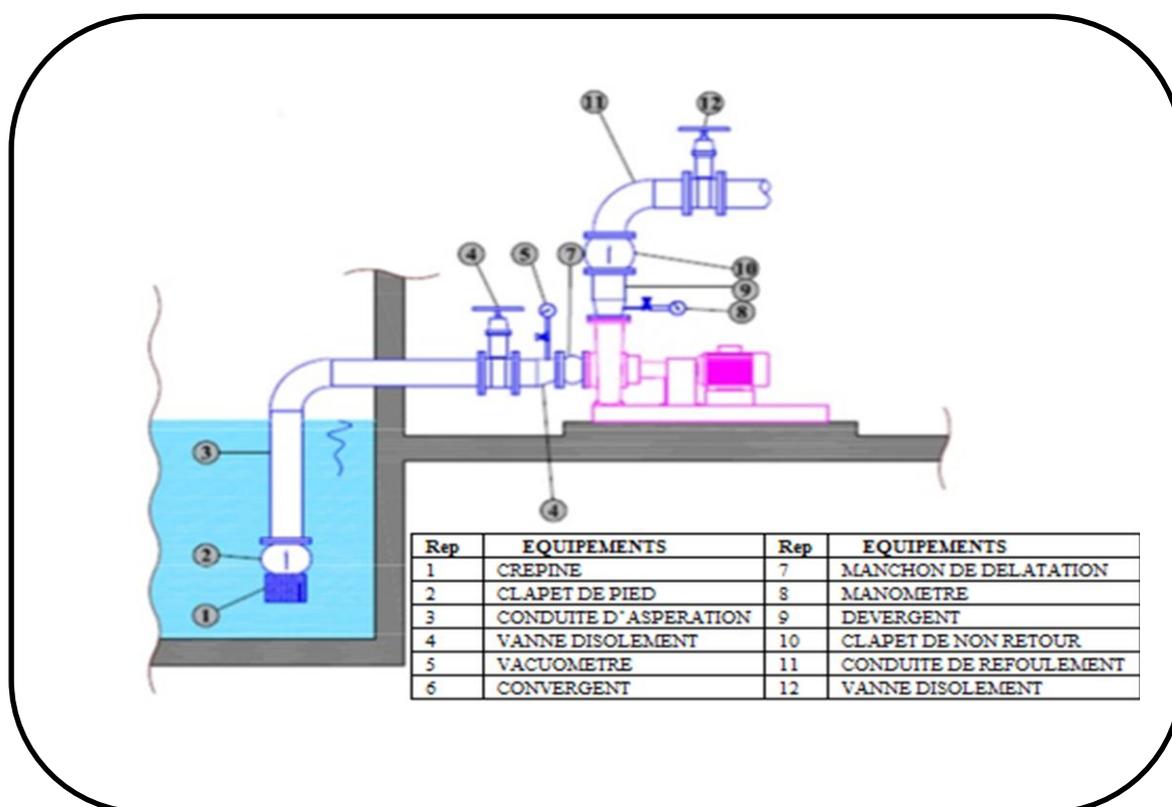


Figure V.5 : Schéma d'installations.

En règle générale, il faut :

➤ **Pour les pompes centrifuges :**

Eviter les points hauts sur la canalisation d'aspiration; l'air qui s'y accumulerait entrainerait le désamorçage de la pompe. Raccorder la pompe à la conduite d'aspiration par des tronçons convergents à génératrice supérieure horizontale et des coudes à fort rayon. Ce dernier point est à considérer surtout pour les pompes à double entrée.

➤ **Pour les pompes hélices :**

Il est nécessaire que la roue et la tulipe de la pompe soient non seulement immergées mais noyées sous une hauteur d'eau suffisante dont la valeur est à obtenir du constructeur.

• **Vitesses admissibles dans les conduites :**

A titre indicatif les vitesses couramment admissibles sont :

1. Conduites d'aspiration :

$$\varnothing \leq 250 \text{ mm} \quad v = 1,0 \text{ à } 1,2 \text{ m/s}$$

$$\varnothing > 250 \text{ mm} \quad v = 1,2 \text{ à } 1,6 \text{ m/s}$$

2. Conduites de refoulement :

$$\varnothing \leq 250 \text{ mm} \quad v = 1,5 \text{ à } 2,0 \text{ m/s}$$

$$\varnothing > 250 \text{ mm} \quad v = 2,0 \text{ à } 2,5 \text{ m/s}$$

V.14 Moteur d'entraînement :

Dans la généralité des cas, l'entraînement des pompes centrifuges est assuré au moyen d'éolienne, de moteurs thermiques à combustion interne, ou de moteurs électriques.

Si le premier de ces trois moyens ne s'applique qu'à des installations d'ordre très particulier, les deux autres constituent la généralité des cas rencontrés dans la pratique courante.

La pompe centrifuge fonctionne en effet, nous avons à une vitesse de rotation correspondant sensiblement à celle de la plus part des moteurs du type thermique ou électrique. Il est donc possible de réaliser ainsi, entre moteur et pompe, l'accouplement direct en bout d'arbre, ou indirect (*Savatier ; Gadelle, 3^{ème} édition*).

V.15 Théorie des moteurs :

V.15.1 Moteurs thermiques :

Les moteurs thermiques ne sont généralement employés qu'en cas d'impossibilité d'utiliser l'énergie électrique ou parfois encore, lorsque le groupe motopompe est appelé durant le service à subir de fréquents déplacements.

A noter que la plus part des installations de pompage à service continu sont équipés d'un ou plusieurs moteurs thermiques de secours destinés à parer à une éventuelle défaillance du réseau de distribution alimentant les groupes motopompes.

V.15.2 Moteur électrique :

A notre époque, il ne viendrait à personne la tentation de discuter les multiples avantages liés à l'utilisation du moteur électrique par rapport au moteur à combustion interne, et de ce fait l'utilisation de l'énergie électrique dans le cas particulier posé par l'entraînement des pompes centrifuges.

Nul, en effet, ne peut nier l'immense facilité avec laquelle s'opère le démarrage d'un groupe électropompe. Nul ne peut d'avantage constater la réalité de l'économie qui, (s'ajoutée l'élément sécurité), milite en faveur de la commande automatique que permet de réaliser l'utilisation des moteurs électriques.

V.15.3 Genre et type des moteurs électriques :

Qu'elle provienne du secteur de distribution publics ou privés, l'énergie électrique nécessaire au moteur se trouve généralement disponible sous forme de courant alternatif. Corrélativement, les moteurs utilisables sur ce genre de distribution sont donc des moteurs synchrones ou asynchrones.

Les moteurs synchrones ne sont généralement utilisés que dans la gamme des fortes puissances. Dans la gamme des moyennes puissances, on utilise pratiquement le moteur asynchrone, de construction très simple donc particulièrement robuste. C'est le moteur le plus adapté à l'entraînement des pompes centrifuges.

Le type de moteur à adopter doit répondre à un certain nombre d'exigences, elles-mêmes fonction du milieu dans lequel on utilise le groupe. On cite parmi ces exigences :

- la puissance absorbée par la pompe
- la puissance de la pompe (sur l'arbre du moteur)
- disposition de l'arbre de transmission
- vitesse de rotation de la pompe
- type du moteur
- tension d'alimentation du moteur

Les différents types de moteurs spéciaux d'utilisation courante sont :

- Le moteur cuirassé étanche : conçu pour garantir celui-ci des projections d'eau en tous sens;
- La motrice cuirassé-ventilé-anti pluie : utilisée au cas où la machine doit être protégée contre les chutes verticales d'eau ou de corps divers.
- Le moteur étanche construit pour fonctionner totalement en immergé.

V.15.4 Vitesse de rotation:

Exprimées en tours/minute, les vitesses de rotation les plus généralement utilisées à l'entraînement des pompes centrifuges des moteurs synchrones et les vitesses de synchronisme des moteurs asynchrone sont, en principe, les suivantes (**Lencastre, 2000**) :

500 - 600 - 740 - 1 000 - 1 500 et 3 000 tr/min.

V.16 Bâtiment de la station de pompage et son génie civil :

Le bâtiment de la station de pompage est un abri qui permet de protéger les équipements hydraulique et électrique de la station. Nous allons à présent déterminer les dimensions du bâtiment ainsi que son organisation interne, position des accessoires et architecture interne pour les besoins d'exploitation (**Lencastre, 2000**).

Pour le dimensionnement de station de pompage nous avons :

- choix du bâtiment
- partie souterraine
- partie supérieur (salle des machines, salle annexe)

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

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

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

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

V.17 Choix de pompe et réglage de point de fonctionnement :

Le choix de la pompe s'effectue en choisissant un type de pompe dont les caractéristiques se rapprochent le plus possible des données à respecter (débit, Hmt), avec l'utilisation de logiciel CAPRARI.

V.17.1 Caractéristique de la conduite :

- Le débit refoulé : $Q = 22 \text{ l/s}$;
- La hauteur géométrique : $H_g = 116.38\text{m}$;
- Les pertes de charges : $J_T = 22.81\text{m}$;
- La hauteur manométrique totale : $H_{mt} = 139,19\text{m}$.

V.17.2 Caractéristique de la pompe :

D'après le choix de la pompe par **catalogue de Caprari**, nous avons opté pour une pompe **(PM 80/ 3 A)** dont les caractéristiques sont (voir Annexe V.1):

Le point de fonctionnement coïncide avec le point désiré, nous devons le réaliser :

Les courbes caractéristiques de la pompe sont représentées dans la figure V.6 suivant :

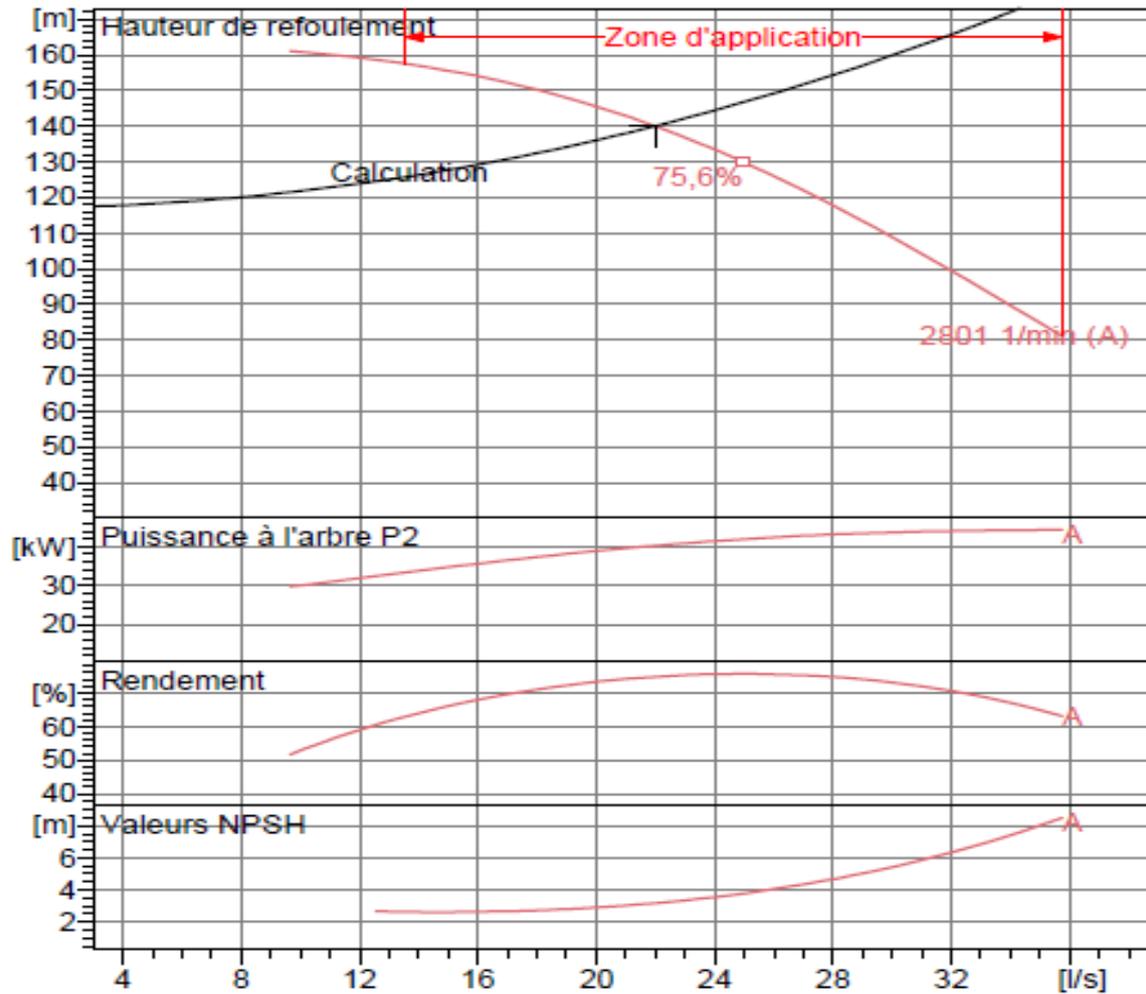


Figure V.6 : Caractéristique de la pompe PM 80/ 3 A

V.18 Calage de la pompe :

Il existe pour une pompe donnée fonctionnant à une vitesse déterminée, une hauteur limite d’aspiration en deçus de laquelle il convient toujours de se tenir.

Pour que la pompe ne Cavite pas, elle doit être place à une hauteur d’aspiration admissible pour que le NPSH (Net Pression Section Head) requit soit toujours inférieur au NPSH_d disponible. (NPSH_d>NPSH_r)

Sachant que notre station de pompage fonctionne en charge c'est-à-dire en guise de supprimeur on a :

$$(NPSH)_d = \frac{P_{at}}{\varpi} - \frac{P_v}{\varpi} - ha^{ad} - J \tag{V.8}$$

$$(NPSH_r) = 3,64$$

$\frac{P_{atm}}{\varpi}$: Dépend de l'altitude d'implantation de la station de pompage (voir tableau. V.1)

$\frac{P_v}{\varpi}$: dépend de température du liquide pompé (voir tableau. V.2.)

Tableau. V.1: Pression atmosphérique en fonction de la côte.

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

Tableau. V.2 : Pression de vapeur en fonction de la température.

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

D'où on tire les valeurs requises :

La côte de la station de pompage est 494.17 m alors $\frac{P_{atm}}{\varpi} = 9.7\text{m}$

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

$$NPSH_d > NPSH_r$$

$$J = 0\text{ m}$$

$$9,7 - 0,24 - h_a - 0 > 3,64$$

Alors :

$$h_a < 9,7 - 0,24 - 3,64$$

$$h_a < 5,82\text{ m}$$

Par mesure de sécurité on prend $h_a = 5\text{ m}$.

$$h_a < 5,82 \text{ m}$$

Par mesure de sécurité on prend $h_a = 5 \text{ m}$.

V.19 Dimensionner la station de pompage :

V.19.1 Equipements en amont des pompes :

Ces équipements servent à assurer le bon fonctionnement hydraulique des pompes dans la partie aspiration, qui est une zone très délicate.

Dans notre projet, l'aspiration se fait à partir d'une bache assurant l'alimentation permanente du groupe.

➤ **Collecteur d'aspiration :**

L'aspiration se fera à partir d'un collecteur assurant l'alimentation des deux groupes. Le collecteur est relié à la bache d'aspiration par une conduite perpendiculaire au milieu pour assurer un bon partage de débit. La vitesse de l'eau à l'aspiration est en général de l'ordre de 0.8 m/s à 1.2 m/s, afin de limiter les pertes de charge notamment au droit des piquages vers la pompe. Dans notre cas, on tablera sur une vitesse de 1,2m/s afin de réduire au maximum la turbulence dans l'aspiration. Dans ce cas le diamètre sera :

$$D = \sqrt{\left(\frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot V_a}\right)} \quad \text{V.9}$$

$$D = \sqrt{\left(\frac{4 \cdot 0.022}{\pi \cdot 1,2}\right)} = 0.152$$

On prendra un diamètre de : **DN 160 mm**.

➤ **joints de raccordement et de démontage :**

Afin d'éviter tout risque d'entrée d'air, les joints de raccordement seront en acier soudé. Pour le raccordement sur les appareillages ; clapet, vanne, pompe, on utilisera les joints à brides.

Pour l'entretien et la réparation de ces appareillages, on prévoira des joints de démontage permettant la décompression des caoutchoucs des joints à brides.

➤ **vanne d'aspiration :**

Une vanne **DN 160** sera montée à l'aspiration pour permettre d'isoler la pompe pour les travaux d'entretien ou de démontage. La vanne sera de type à opercule, de commande manuelle, étant donnée la manœuvre épisodique de cette vanne.

➤ **convergent :**

$$L_C = (3.5 \div 4) \cdot (D_a - d_a) \quad \text{V.10}$$

Avec :

D_a : diamètre du collecteur d'aspiration, $D_a=160$ mm ;

d_a : diamètre de la tubulure d'aspiration de la pompe,

$D_a = (1.2 \div 1.5) d_a$; $d_a=100$ mm.

$$L_c = (3.5) \times (0.16 - 0.1)$$

$$L_c = 0.210 \text{ m}$$

V.19.2 Equipements à l'aval des pompes :

➤ joint de raccordement :

La conduite de refoulement sera raccordée à la pompe de manière à ne transmettre aucun effort parasite à la pompe. On profitera de la présence de ce joint pour le combiner avec une fonction de joint d'ajustement pour compenser la tolérance des longueurs et de l'écrasement des joints caoutchouc. En fin ce joint facilitera le démontage de la pompe ou des appareillages aval.

➤ divergent :

A la sortie de la pompe, la vitesse de l'eau peut atteindre 3 à 7 m/s. pour cela un divergent sera interposé entre la pompe et la conduite de refoulement pour ramener la vitesse dans la fourchette admissible.

La longueur du divergent est donnée par :

$$L_D = (3.5 \div 5) * (D_n - d_n) \quad \text{V.11}$$

Avec :

D_n : Diamètre du collecteur de refoulement. $D_n=160$ mm.

d_n : Diamètre de la tubulure de refoulement de la pompe. $d_n = 80$ mm.

$$L_D = 3 \times (0.16 - 0.08)$$

$$L_D = 0.240 \text{ m}$$

➤ clapet anti-retour :

A la sortie de la pompe, un clapet **DN 160** sera prévu pour empêcher l'inversion de débit lors de l'arrêt de la pompe. Il permet aussi de ne pas soumettre la conduite d'aspiration à la pression du refoulement. Une attention particulière sera prêtée au phénomène de « coup de clapet » engendré par la fermeture brutale du clapet sur son siège causé par le coup de bélier. S'il est à craindre, un clapet spécial sera installé (clapet à ressort, à contre poids, ou autre).

➤ vanne de refoulement :

La vanne **DN 160** est placée après la pompe et le clapet anti-retour, et peut avoir plusieurs rôles.

➤ **collecteur de refoulement :**

Le refoulement des deux pompes débouchera sur un collecteur de refoulement de diamètre **160 mm**. La jonction sera oblique pour diminuer la turbulence et les pertes de charges.

➤ **débitmètre :**

Un débitmètre sera installé sur la conduite de refoulement pour la mesure et le contrôle du débit. La mesure de ce dernier peut être obtenue par organes déprimogène tel que le venturi ou les diaphragmes. Mas ces appareils ont l'inconvénient de créer des pertes de charge.

➤ **manomètre :**

Pour le contrôle du fonctionnement de la pompe, un manomètre sera placé à l'aval immédiat de la pompe. Pour éviter les vibrations, le manomètre sera à bain d'huile.

Le manomètre sera monté sur une tubulure munie d'un robinet à trois voies permettant la purge de la tubulure.

VI.20 Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons dimensionné l'intégrale de la station de pompage, pour but de refouler un débit nominal de **0,022 m³ /s** sur une hauteur de **139,19 m**. en effet on a pu déterminer la pompe adéquate à cette adduction de type (**PM 80/3 A**) ainsi que leur nombre.



Chapitre VI

Protection des conduites

Chapitre VI

Protection des conduites

VI.1 Introduction :

Pour assurer un bon fonctionnement d'une chaîne d'adduction et une durée de vie maximale, il va falloir mettre des dispositifs de protection contre les différents phénomènes qui peuvent provoquer des détériorations dans cette chaîne d'adduction. Parmi ces phénomènes, on trouve, le coup de bélier et le principe de pose des canalisations.

VI.2 Le phénomène de coup de bélier :

Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire, caractérisé par un changement du régime d'écoulement dans la conduite, d'où l'apparition d'une série d'ondes de pression qui se propagent le long de la conduite en s'amortissant progressivement en raison des pertes d'énergies dues aux frottements.

Ce phénomène est engendré par :

- Arrêt brutal, par disjonction inopinée d'un ou plusieurs groupes électropompes alimentant une conduite de refoulement ;
- Fermeture instantanée ou trop rapide d'une vanne de sectionnement ou d'un robinet d'obturation placé au bout d'une conduite d'adduction ;
- Démarrage brutal d'un groupe d'électropompes.

Les surpressions et les dépressions peuvent atteindre des valeurs assez grandes, provoquant la rupture de la canalisation. C'est pourquoi, il est très important d'étudier les moyens de protection pour limiter ses effets, puisqu'il en résultera une économie dans la construction des tuyaux, lesquels sont calculés notamment pour résister à une pression intérieure (*Dupant, 1979*).

VI.3 Causes fréquentes du coup de bélier :

En ingénierie d'hydraulique, les causes fréquentes occasionnant des coupes de béliers sont (*Amara, 2016*) :

- L'ouverture ou la fermeture des vannes dans les conduites gravitaires en charge ;
- La mise en marche ou l'arrêt des pompes sur des conduites de refoulement ;
- Modification de la vitesse angulaire d'une pompe ;

- Coupure électrique inopinée dans une station de pompage qui est la cause la plus fréquente du coup de bélier en hydraulique urbaine ;
- La mise en marche ou la modification de l'opération d'une turbine ;
- Variation d'un plan d'eau relié à un réseau en charge ;
- Vibration des accessoires de contrôle comme les vanne.

VI.4 Risques dus aux coups 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 surpression engendrée par les manœuvres brusques. (**Meunier, 1980 ; Mescand, 1971**)

VI.4.1 Cas de surpression :

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

VI.4.2 Cas de dépression :

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

VI.4.3 Fatigue de la canalisation :

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

VI.5 Analyse physique du coup de bélier :

Dans ce qui, on va illustrer le processus de variation de la pression et la vitesse suite au phénomène du coup de bélier dans les deux cas distincts.

VI.5.1 Cas d'arrêt brusque de la pompe :

Considérons donc un système, analogue à une situation de refoulement, où l'eau coule à une vitesse U_0 pour alimenter un réservoir dont le niveau est gardé constant. Le phénomène, illustré à la figure I.1, peut être décrit en quatre phases (**Meunier, 1980**).

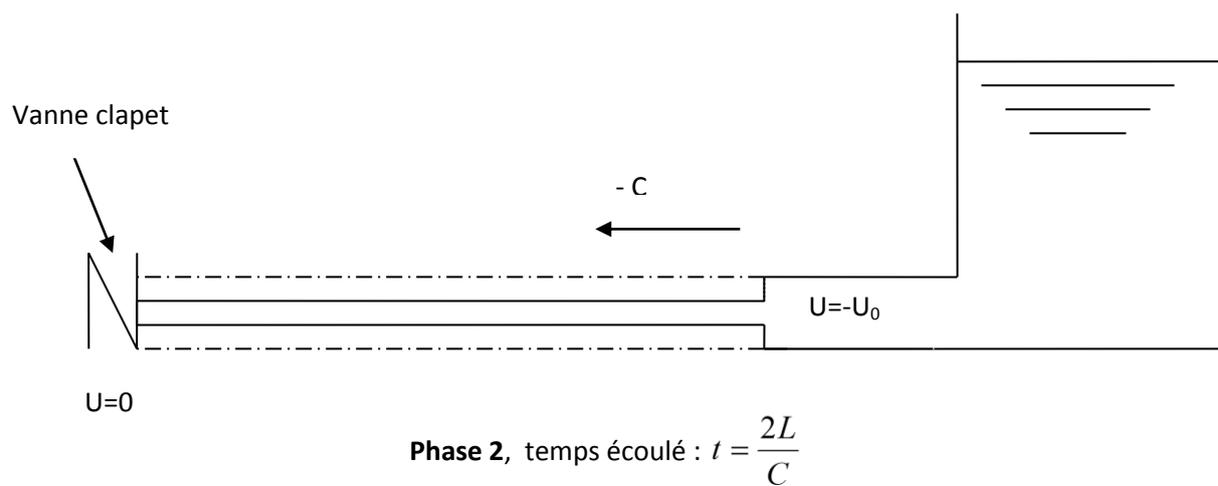
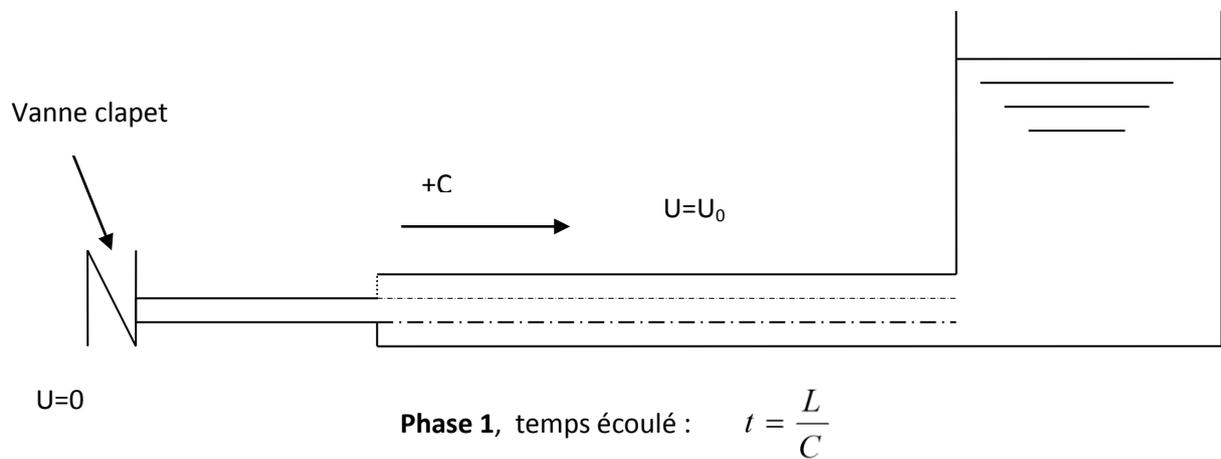
1^{er} phase : Au temps $t = 0$, le débit à travers la pompe est brusquement interrompu. La vanne clapet située à l'amont du système est fermée, immédiatement et à proximité de la vanne, la vitesse d'écoulement s'annule, donc l'énergie cinétique fait de même et doit être compensée par un gain d'énergie potentielle sous forme d'une dépression puisque le mouvement initial de l'eau à tendance à tirer sur la partie de la colonne d'eau qui est immobile. Cette énergie de dépression se traduit mécaniquement par une énergie de déformation qui tend à réduire le diamètre de la conduite. Ce phénomène se poursuit jusqu'à ce que toute la conduite soit mise en compression, ce qui prend un temps égal au rapport de la longueur 'L' sur la célérité de l'onde de déformation 'C'.

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

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

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

À la fin de cette étape, toute la conduite aura retrouvé les conditions initiales et l'étape 1 pourra recommencer. Ce cycle de période $T = 4L/C$ se répéterait indéfiniment, s'il n'y avait pas de frottement. Les effets du frottement agissent essentiellement sur l'amortissement de l'amplitude de la variation de pression.



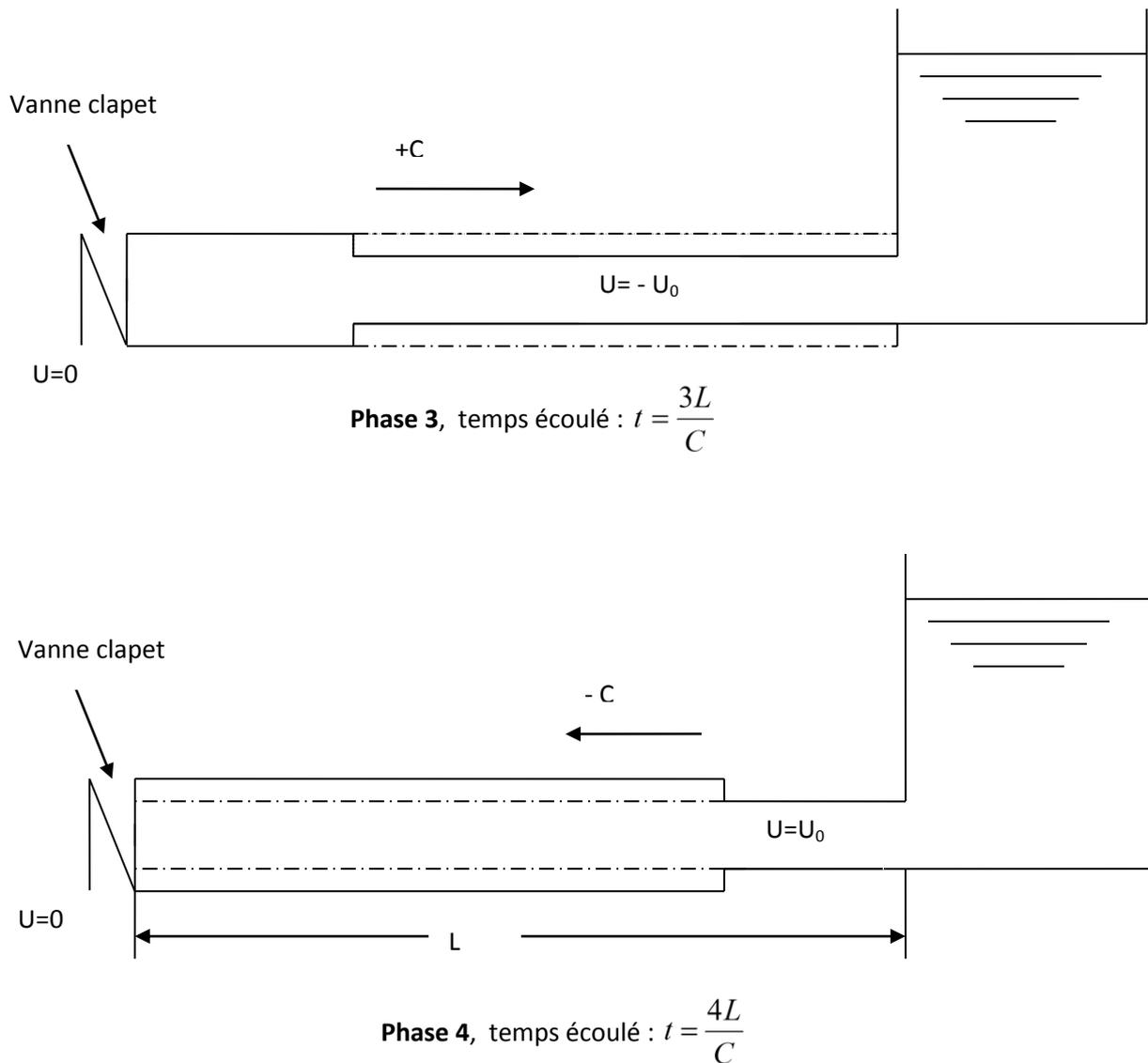


Figure VI.1 : Les quatre étapes d'un cycle de variation de pression.

VI.5.2 Cas de l'arrêt brusque d'une vanne placée en aval d'une conduite :

Dans le cas de l'arrêt brusque d'une vanne placée en aval d'une conduite, la manœuvre d'une vanne à l'aval du système entraîne une surpression au voisinage de la vanne semblable à celle observée à l'étape 3 du cas précédent. Le phénomène suit alors les étapes 4, 1, et 2.

Au bout du temps $t = L/C$ serait engendrée dans le réservoir une onde d'équilibre qui se propagerait jusqu'à la vanne, où elle arriverait dans le temps $t = 2L/C$ (Phase 4).

À ce moment-là prendrait naissance une onde de dépression, qui atteindrait le réservoir dans le temps $t = 3L/C$ (phase 1), suivie d'une onde d'équilibre, qui attendrait la vanne dans le temps $t = 4L/C$ semblable à la phase 2, et le phénomène recommencerait s'il n'y n'avait pas de frottement.

VI.6 Les moyens de protection anti-bélier:

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

Toutefois, 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.

Afin de limiter les variations de la pression dans les conduites, les appareils anti-bélier devront avoir pour effet de limiter la dépression ainsi que la surpression. **(Lencastre, 2005)**

Les dispositifs les plus utilisés sont :

- Les cheminées d'équilibre ;
- Les réservoirs d'air ;
- Bassin d'alimentation ;
- Volant d'inertie ;
- Les ventouses ;
- Les soupapes de décharge ;
- Vannes à fermeture lente.

Tableau VI.1 : Avantages et inconvénients des appareils anti-bélier

Appareils	Avantages	Inconvénients	Observation
Soupape de décharge	-cout limité -entretien et réglage facile -ne consomme pas d'énergie -indépendant d'une installation électrique	-nécessite un entretien et un contrôle attentif -pertes considérable d'eau pendant le fonctionnement	utilisé comme protection contre la surpression
Cheminée d'équilibre	-bon fonctionnement (ne comporte pas d'organe mécanique susceptible de fonctionnement défectueux -Importante durée de vie Indépendante d'une installation électrique -pas de perte d'eau	-Possibilités d'installations limitées -ouvrage coûteux (hauteur généralement très développée)	utilisé comme protection contre la dépression et la surpression
Réservoir d'air	-bon fonctionnement -bonne sécurité -pas des pertes d'eau	- Entretien et réglage compliqués qui exige du personnel qualifié -cout élevé	Utilisé comme protection contre la dépression et la surpression
Volant d'inertie	-Dispositif économique -Intéressant sur les installations qui ne s'arrêtent pas trop souvent	-consommation d'énergie protection limitée par la puissance du moteur et les caractéristiques de démarrage -Inapproprié dans les stations à fortes fréquence de démarrage	Utilisé comme protection contre la dépression

VI.7 Etude de coup de bélier :

L'étude consiste à calculer les surpressions et les dépressions dans les différents tronçons des conduites de refoulement, et vérifier que ces valeurs ne dépassent pas la valeur de la pression de service.

VI.7.1 La valeur du coup de bélier :

La célérité des ondes est donnée par la formule d'ALLEIVI ci-dessous :

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + \frac{K \cdot D}{e}}} \quad \text{VI.1}$$

Avec :

- K : Coefficient dépendant de la nature de la conduite,
- D : Diamètre intérieur de la conduite (mm),
- e : Epaisseur de la conduite (mm).

Pour le PEHD K = 83

➤ *1^{er} Cas Fermeture brusque*

La fermeture brusque est caractérisé par un temps T, tel que $T < \frac{2 \cdot L}{a}$

La valeur maximale du coup de bélier est :

$$B = \frac{a \cdot V_0}{g} \quad \text{VI.2}$$

Avec :

- B : La valeur du coup de bélier (m)
- A : Célérité de l'onde (m/s)
- V₀: Vitesse de l'écoulement (m/s)
- g : Accélération de l'onde (m/s²)
- **Valeur maximale de la surpression :**

$$H_s = H_0 + B \quad \text{VI.3}$$

- **Valeur maximale de la dépression :**

$$H_d = H_0 - B \quad \text{VI.4}$$

➤ *2^{eme} Fermeture lente :*

La fermeture lente est caractérisé par un temps T, tel que : $T > \frac{2 \cdot L}{a}$

La valeur maximale de coup de bélier sera calculée par la formule de MICHAUD :

$$B = \frac{2 \cdot L \cdot V_0}{g \cdot T} \quad \text{VI.5}$$

VI.8 Valeur numérique du coup de bélier :**VI.8.1 Calcul des valeurs du coup bélier pour les tronçons :**

Les valeurs numériques du coup de bélier pour chaque tronçon sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau VI.2 : Calcul de la valeur maximale du coup de bélier.

Tronçon	Caractéristique des conduites									
	D (mm)	e (mm)	V ₀ (m/s)	H _g (m)	H ₀ (m)	a (m/s)	B (m)	H _s (m)	H _d (m)	PMF (m)
Forage-R1	250	32.40	1.00	175.55	175.55	377.72	38.50	213.05	137.05	325
SP -R2	160	17.9	1.09	116.38	116.38	352.18	39.13	153.71	75.45	260

$$PMF \leq PMA$$

Sachant que :

$$PMA = 1.3 * PN$$

VI.6

VI.8.2 Dimensionnement du réservoir d'air :

On distingue différentes méthodes de calcul (*Dupant, 1979*):

➤ **Méthode de VIBERT :**

La méthode de VIBERT donne de bons résultats pour les petites installations et risque de donner des volumes de réservoirs d'air important dans le cas de grandes installations. (Annexe VI.1).

➤ **Méthode de BERGERON :**

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

Nous utilisons un programme Excel pour calculer les différents paramètres du réservoir d'air.

VI.8.2.1 Principe de calcul :

Une fois, que les caractéristiques du réservoir d'air (volume U₀ d'air en régime normal) et de son dispositif d'étranglement sont fixées, les valeurs maximales de la surpression et la dépression seront déterminées par la méthode de BERGERON.

Le premier essai conduira peut être à des valeurs inadmissibles pour la surpression ou pour la dépression, ou pour les deux à la fois. Les calculs seront alors recommencés à partir de nouvelles

caractéristiques du réservoir, ou d'étranglement, ou des deux, Cette méthode nécessitera donc quelques tâtonnements. Mais en fait, ils resteront très limités et la précision sera bonne.

Le tracé de l'épure de BERGERON s'effectue par approximations successives de la manière suivante :

- On fixe préalablement le volume d'air U_0 en régime normal et une vitesse finale V_f pour un intervalle de temps T considéré.
- On calcule les pressions dans le réservoir d'air et dans la conduite, en ajoutant ou en retranchant les pertes de charge soit à la montée ou à la descente de l'eau.
- On vérifie sur l'épure si la pression finale correspondant à la vitesse choisie est la même que celle calculée. Si ce n'est pas le cas, on reprend le même procédé de calcul avec une autre vitesse et ainsi de suite jusqu'à l'obtention du résultat voulu.

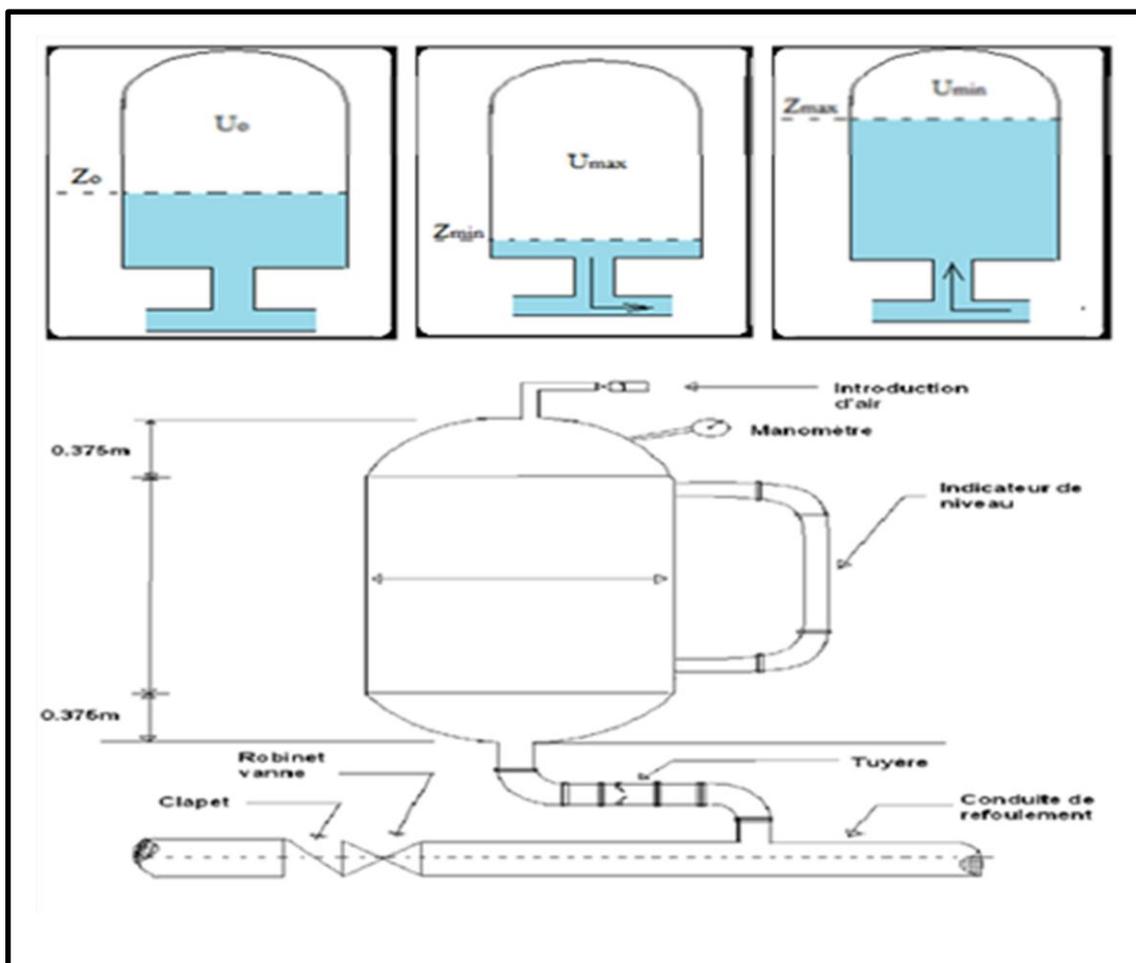


Figure VI.2: Principe de fonctionnement d'un réservoir d'air.

VI.8.2.2 Principe de construction de l'épure de Bergeron :

Dans notre cas le dispositif utilisé pour l'étranglement est la tuyère, et le volume d'air est fixé U_0 . Le diagramme $H = f(V)$ le point 1R est donné par l'intersection de la vitesse de V_{f0} en régime normal et de l'horizontale passant par la valeur de Z_0 , telle que (Abdat ; Boutemeur ,2016) :

$$Z_0 = H_g + 10 \quad \text{VI.7}$$

Ou :

- H_g : Hauteur géométrique,
- Z_0 : Pression absolue.

- De ce point 1R, on trace la droite (a/g) et $(-a/g)$ en tenant compte des échelles horizontales et verticales.

- Le point 2P sera déterminée en fixant une vitesse V_{f1} de telle sorte, qu'après les calculs on trouve une pression Z .

- L'intersection de Z et V_{f1} doit couper la droite (a/g) en une pointe, sinon on refaire le calcul pour une autre vitesse et ainsi de suite.

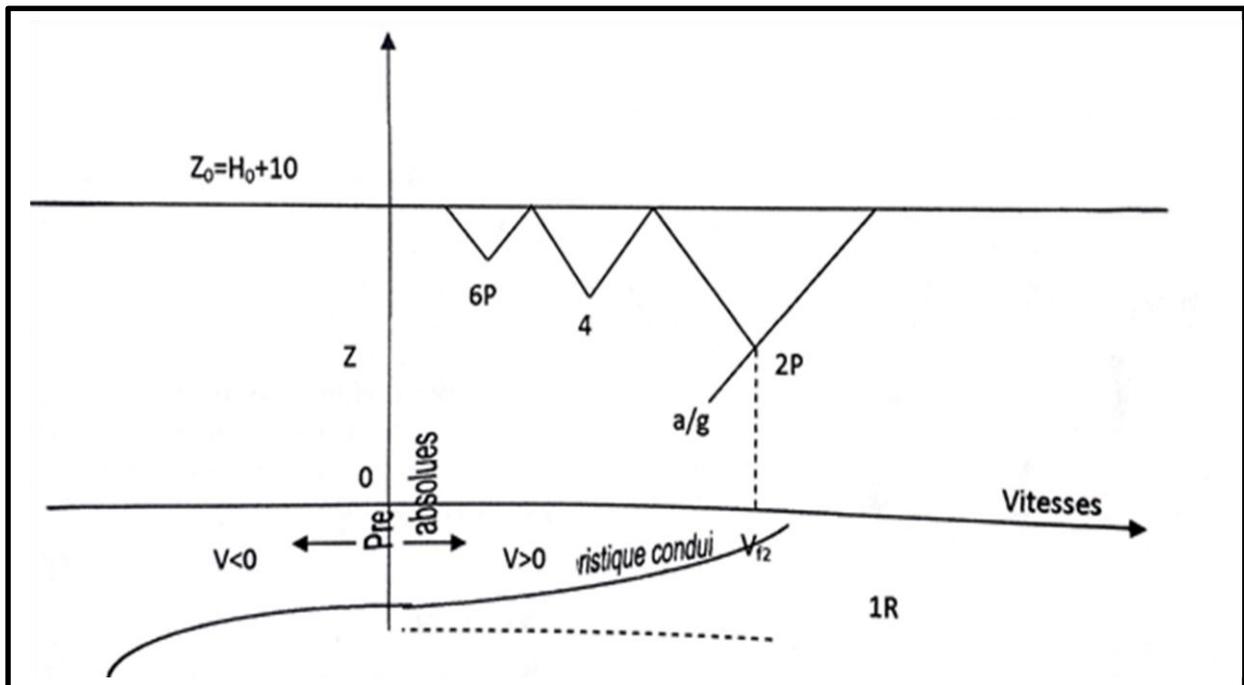


Figure VI.3: Principe de la construction de l'épure de Bergeron.

- Les principales de calculs seront alors comme suit :
- Les temps se suivent selon des valeurs :

$$T = \frac{2L}{a}$$

- **Variation du volume d'air :**

Lorsque le réservoir de l'anti-bélier écoule de l'eau dans la conduite de refoulement on enregistre une augmentation du volume d'air, si le réservoir reçoit de l'eau de la conduite de refoulement on enregistre une diminution du volume d'air :

$$\Delta U = S * T * V_m \quad \text{VI.8}$$

Avec :

- S : Section de la conduite de refoulement (m²).
- T : Temps d'aller et retour de l'onde (s).
- V_m : Moyenne arithmétique de la vitesse finale de l'intervalle précédent et la nouvelle vitesse choisie (m/s).

- **Pression dans le réservoir d'air :**

La nouvelle pression dans le réservoir d'air est donnée par la loi de POISSON, telle que :

$$Z = \frac{(Z_0 + \delta_0) U_0^{1.4}}{U^{-1.4}} \quad \text{VI.9}$$

Avec :

- δ_0 : Perte de charge dans la conduite en régime de fonctionnement normal ;
- Z₀ : Pression absolue ;
- U₀ : Volume d'air initial ;
- U : Nouveau volume d'air ;
- Z : Pression dans le réservoir d'air.

- **Calcul des pertes de charge dans la tuyère et la vitesse dans la tubulure :**

Elles se rapportent à l'organe d'étranglement, on choisit une tuyère. On calculera à la montée de l'eau, la vitesse V₂ de l'eau dans la tuyère en fonction de la vitesse finale V_f de l'eau dans la conduite pour l'intervalle de temps considéré. On calculera aussi la vitesse V₂ dans la tuyère à la descente de l'eau.

- ❖ **Cas de la montée de l'eau :**

Dans ce cas, la tuyère joue le rôle d'un ajutage sortant et son coefficient de débit est de l'ordre de 0,92.

$$\frac{V_1}{V_f} = \frac{D^2}{d^2} = K \quad \text{VI.10}$$

Avec :

- D : Diamètre de la conduite de refoulement en (m) ;
- d' : Diamètre de la veine liquide contractée dans la tuyère en (m) ;
- V_f : Vitesse finale choisie dans la conduite de refoulement en (m/s) ;

- $d' = 0,92 d$: Diamètre de la veine contractée en (m) ;
- V_1 : vitesse finale choisie (m).

Avec :

$$d' = 0,92d \quad \text{VI.11}$$

d: Sera choisi de manière à avoir le rapporte:

$$\frac{V_1}{V_F} = K \quad (K \text{ Compris entre } 15 \text{ et } 20) \quad \text{VI.12}$$

❖ **Cas de la descente de l'eau :**

La tuyère joue le rôle d'un ajutage rentrant de BORDA, avec un coefficient de contraction de 0.5

$$\frac{V_2}{V_f} = 2 \left(\frac{D}{d} \right)^2 \quad \text{VI.13}$$

- V_2 : vitesse de l'eau dans la tuyère
- V_f : vitesse de l'eau dans la conduite.

• **Calcul des pertes de charge :**

❖ **Cas de la montée de l'eau :**

$$\Delta H = c \frac{v^2}{2g} \quad \text{VI.14}$$

Avec :

- c : Coefficient de perte de charge.

Le Coefficient de perte de charge c' se détermine à partir de l'abaque donné en Annexe VI.2. Il s'écrit en fonction du rapport m_2 , tel que :

$$m = \frac{(0,92 d)^2}{D^2} \quad \text{VI.15}$$

❖ **Cas de la descente de l'eau :**

$$\Delta H_2 = C' \frac{v^2}{2g} \quad \text{VI.16}$$

Avec :

- C' : Coefficient de perte de charge.

Le coefficient de perte de charge C se détermine à partir de l'abaque donné en (Annexe VI.2). Il s'écrit en fonction du rapport m_1 , tel que :

$$m = 0,5 \frac{d^2}{D^2} \quad \text{VI.17}$$

VI.9 Application du calcul pour les différents tronçons :

Les calculs seront effectués en utilisant une note de calcul (*Amara, l*) élaborée pour le dimensionnement des réservoirs d'air.

VI.9.1 Tronçon forage- R1:

- \varnothing : 250 mm
- D_{int} : 185.2 mm
- e: 32.40 mm
- L : 2324 m
- H_g : 175.55m
- H_t : 14.89 m
- K : 83

VI.9.2 Tronçon SP - R2:

- \varnothing : 160 mm
- D_{int} : 124.2 mm
- e: 17.9 mm
- L : 1646 m
- H_g : 116.38 m
- H_t : 22.81 m
- K : 83

Tableau VI.3 : Calcul des pertes des charges dans la tuyère et la vitesse dans la tubulure.

Les paramètres	Cas de la montée d'eau					Cas de la descente de l'eau	
	d (mm)	d' (mm)	D (mm)	m1	$\Delta H1$ (m)	m2	$\Delta H2$ (m)
Tronçon forage- R1	70	64.4	140	0.21	$0.033V_1^2$	0.125	$0.039V_1^2$
Tronçon SP -R2	50	58.8	100	0.125	$0.030V_1^2$	0.125	$0.039V_1^2$

Les résultats du calcul du réservoir d'air pour le tronçon **forage- R1** à partir du programme Excel Sont donnés dans le tableau VI.4 ci-dessous (*Ammara, 2010*).

Tableau VI.4 : Calcul du réservoir d'air du tronçon forage- R1

Données de l'Adduction			Résultats			Données du Réservoir d'air					
Diametre	0,25	m	Vitesse	0,99546497	m/s	Volume U ₀	0,6	m ³			
Débit	0,04884	m ³ /s	Section	0,0490625	m ²	K PDC entr	46,92	Vf ²			
H géomet	175,55	m	Célérité a	377,233309		K PDC sort	37,63	Vf ²			
Long. Cond.	2334	m	B	38,2795661	m	Exposant	1,4				
coef. K	83		Hmax	213,829566	m	Pression de l'air					
Epaisseur e	0,0324	m	Hmin	137,270434	m	pres. air Z	98,0401614	/U ^{1,4}			
C Haz Will	102,93		periode θ	12,374305	s	Résultats des pressions					
Résultats des variations du volume d'air			Ho	185,55	m	Surpression	37,557288	m			
Umax	0,81434958	m ³	PDC δ	14,8936337	m	Dépression	50,924039	m			
Umin	0,57699106	m ³	a/g	38,453956	s						

temps	ΔU	U	Z	Δh1 ; Δh2	Z-Δh ; Z+Δh	δ	Z -+ Δh -+ δ	Vf graph	Vm	Vf choisie	f
0	0	0,6	200,443634	0	200,443634	14,8936337	185,55	0,99546497	0	0	
12,374305	0,21434958	0,81434958	130,697955	3,92800621	134,625961	1,51071474	136,136676	-0,28953479	0,35306295	-0,28933907	-0,00019572
24,7486099	-0,23735852	0,57699106	211,722641	11,3846472	223,107288	4,04697918	227,154267	-0,49261031	-0,39096181	-0,49258455	-2,5759E-05
37,1229149	0,02077834	0,5977694	201,491565	11,8443893	189,647175	5,14973169	184,497444	0,56194207	0,03422475	0,56103406	0,00090801
49,4972198	0,11835661	0,71612601	156,465572	1,37415714	157,839729	0,5712165	158,410946	-0,17118434	0,19494946	-0,17113514	-4,9197E-05
61,8715248	-0,12717348	0,58895253	205,727152	2,88132325	208,608475	1,13386465	209,74234	-0,24781403	-0,20947205	-0,24780895	-5,0779E-06
74,2458298	0,03153952	0,62049205	191,237611	4,65479452	186,582816	2,16864139	184,414175	0,35177355	0,05194989	0,35170873	6,4821E-05
86,6201347	0,06452736	0,68501941	166,502205	0,90834258	167,410548	0,38933033	167,799878	-0,1393579	0,10628535	-0,13913803	-0,00021987
98,9944397	-0,08725542	0,59776399	201,494118	1,03197747	202,526095	0,43816498	202,96426	-0,14809202	-0,14372157	-0,14830511	0,00021308
111,368745	0,03217848	0,62994246	187,233165	2,4336624	184,799503	1,18956707	183,609936	0,25431641	0,05300233	0,25430978	6,6301E-06
123,74305	0,03963401	0,66957647	171,903121	0,7184727	172,621593	0,31333936	172,934933	-0,12419163	0,06528261	-0,12374457	-0,00044707
136,117355	-0,06593102	0,60364545	198,750997	0,40974939	199,160747	0,18628205	199,347029	-0,09345457	-0,10859737	-0,09345018	-4,388E-06
148,49166	0,03141355	0,635059	185,124678	1,45941874	183,665259	0,74087079	182,924388	0,19705954	0,0517424	0,19693497	0,00012457
160,865964	0,025156	0,660215	175,325255	0,61045994	175,935715	0,26946203	176,205177	-0,11423314	0,04143536	-0,11406426	-0,00016888
173,240269	-0,05232539	0,6078896	196,811021	0,15952975	196,970551	0,0777697	197,048321	-0,05823117	-0,08618705	-0,05830984	7,8672E-05

L'épure de BERGERON est présente par la Figure VI.4

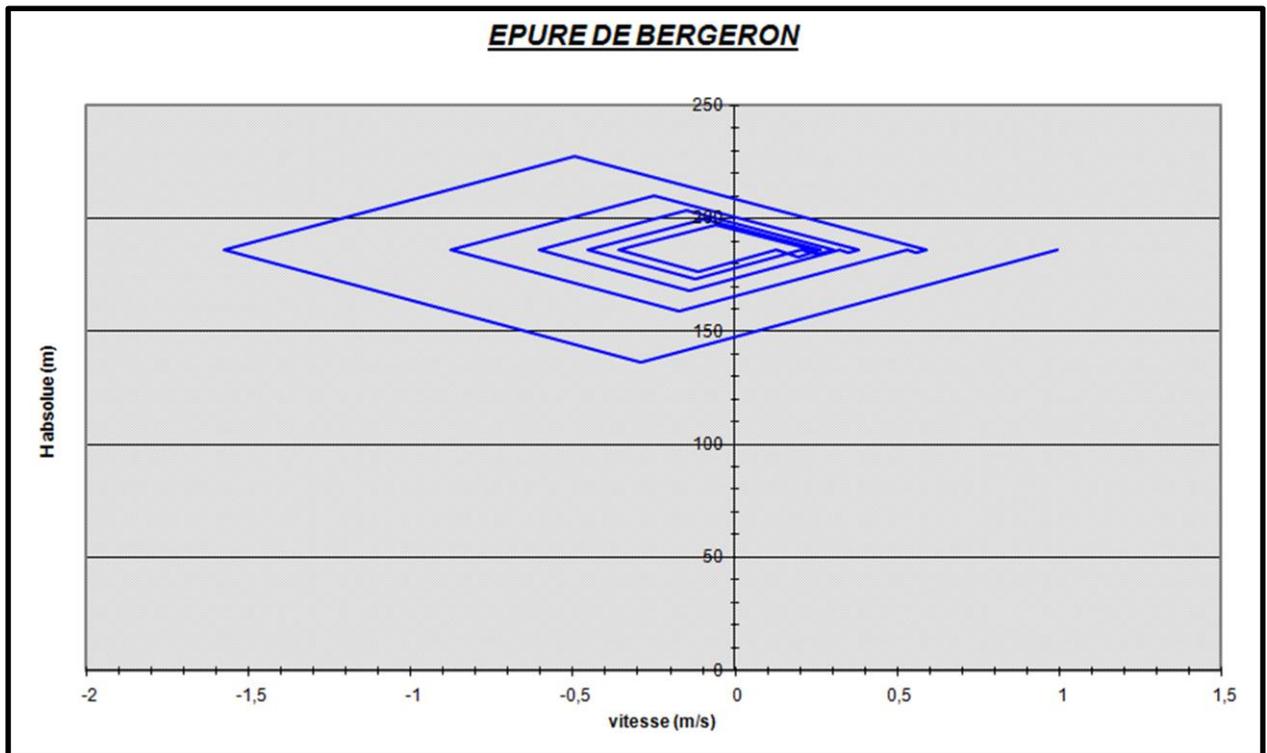


Figure VI.4 : Epure de BERGERON pour le tronçon Forage -R1

➤ *Interprétation des résultats :*

On remarque que :

- Pendant la phase de dépression, on a enregistré une dépression maximale de **50.92 m**, le volume d'air à la fin de cette dépression est de **0.81 m³**.
- Le volume d'air à la fin de cette surpression est de **0.57 m³**.

La variation de la pression absolue est représentée par la figure VI .

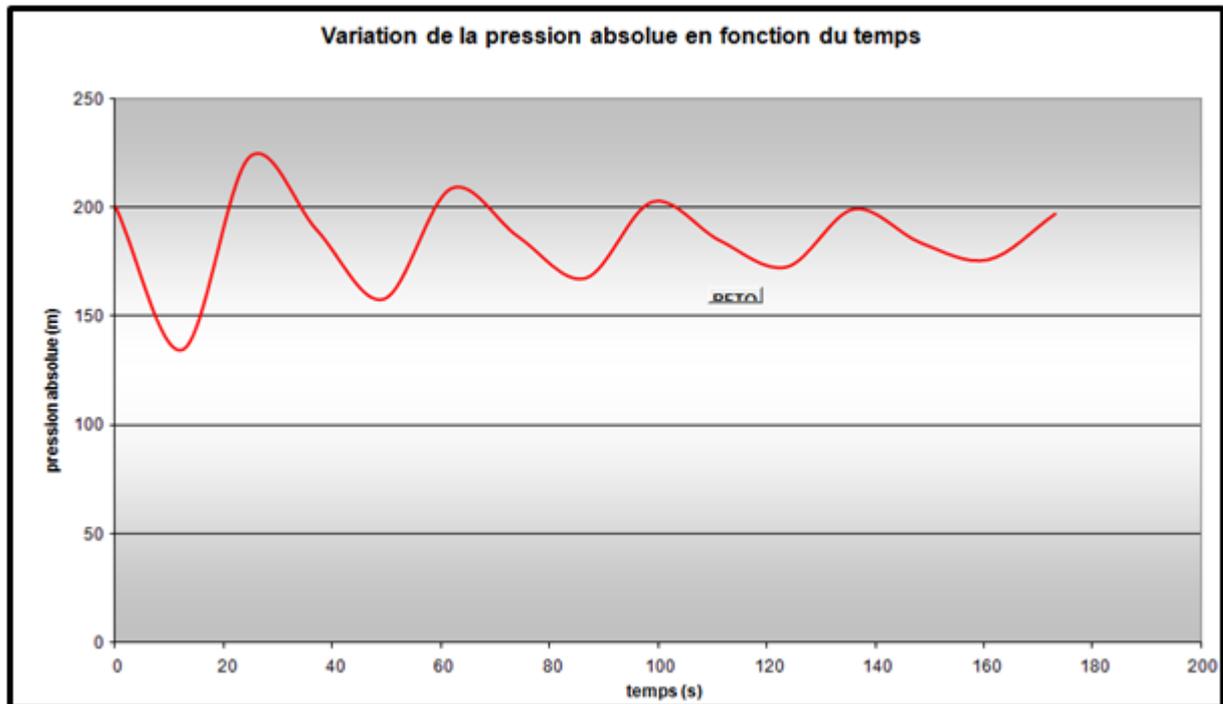


Figure VI.5 : Variation de la pression absolue en fonction du temps pour Forage – R1.

➤ *Enveloppe des pressions:*

Les pressions minimales et maximales sont représentées dans l'enveloppe des pressions illustrées dans la figure ci-après.

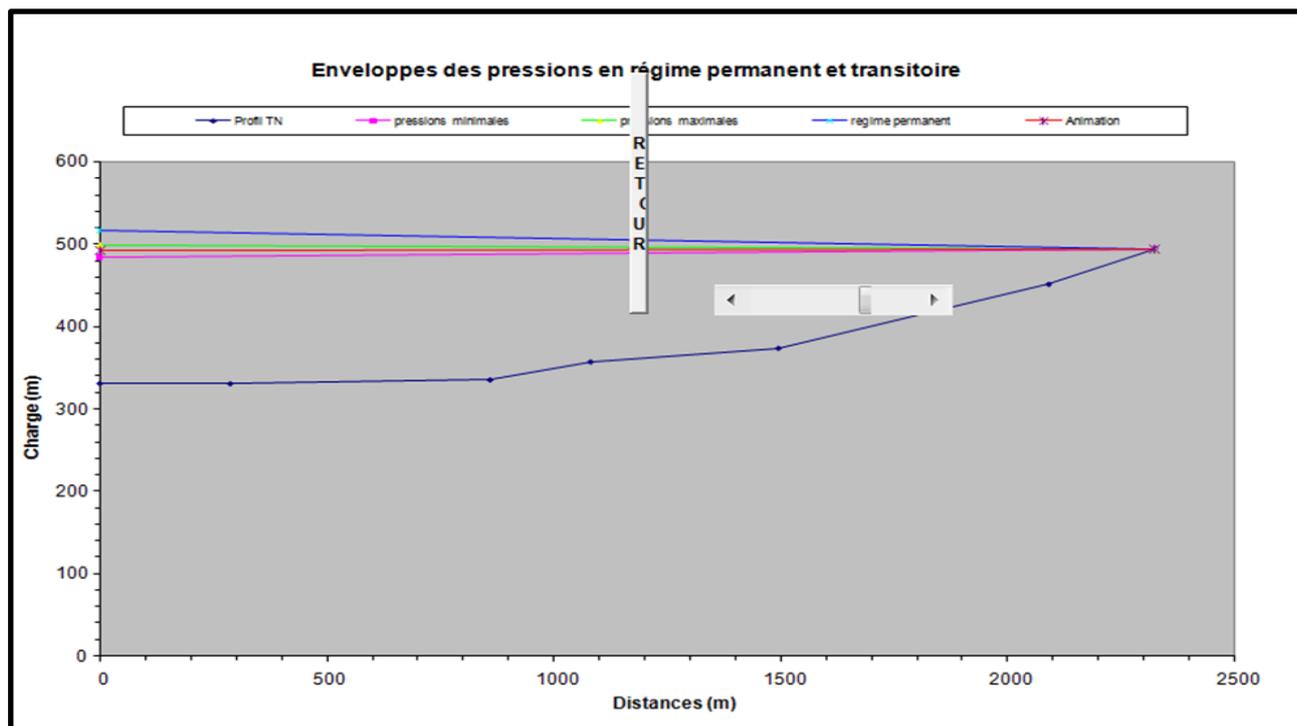


Figure VI.6 : L'enveloppe des pressions du tronçon Forage - R1.

➤ **Dimensionnement du réservoir d'air :**

A partir du tableau VI.4, on a le volume maximal d'air de l'ordre **0.81 m³**. Par conséquent, il est possible à présent de calculer le volume totale du réservoir anti-bélier pour le tronçon **Forage - R1**, tel que :

$$V_t = 1.2 * U_{\max} \quad \text{VI.18}$$

D'où :

$$V_t = 1.2 * 0.81$$

$$V_t = \mathbf{0.972 \text{ m}^3}$$

Par conséquent, on optera pour un réservoir de **1 m³ (1000 l)**.

A partir de catalogue Charlatte nous avons choisi un réservoir d'air, (voir Annexe VI.3)

VI.9.2 Tronçon R1-R2:

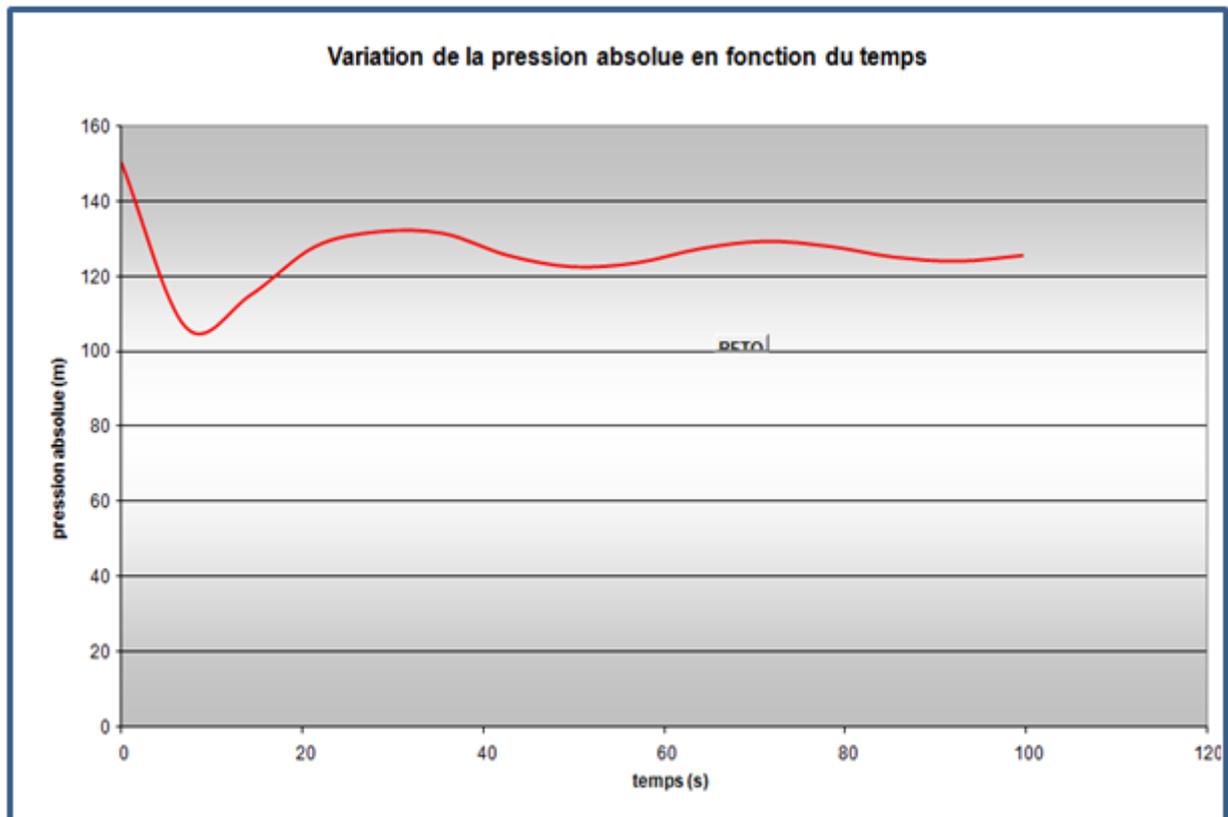
Les résultants du calcul que nous avons trouvé à partir du programme Excel sont donnés dans le tableau VI.5 ci-dessous :

Tableau VI.5 : Calcul du réservoir d'air du tronçon SP - R2 :

Données de l'Adduction		Résultats		Données du Réservoir d'air	
Diametre	0,16 m	Vitesse	1,09474522 m/s	Volume U ₀	0,6 m ³
Débit	0,022 m ³ /s	Section	0,020096 m ²	K PDC entr	46,92 Vf ²
H géomet	116,38 m	Célérité a	462,507489	K PDC sort	37,63 Vf ²
Long. Cond.	1646 m	B	51,6134418 m	Exposant	1,4
coef. K	83	Hmax	167,993442 m	Pression de l'air	
Epaisseur e	0,0324 m	Hmin	64,7665582 m	pres. air Z	73,4044463 /U ^{1,4}
C Haz Will	96,62	periode θ	7,11772259 s	Résultats des pressions	
Résultats des variations du volume d'air		Ho	126,38 m	Surpression	5,5472476 m
Umax	0,73786544 m ³	PDC δ	23,6957825 m	Dépression	20,0998055 m
Umin	0,6 m ³	a/g	47,146533 s		

temps	ΔU	U	Z	Δh1 ; Δh2	Z-Δh ; Z+Δh	δ	Z -+ Δh -+ δ	Vf graph	Vm	Vf choisie	f
0	0	0,6	150,075782	0	150,075782	23,6957825	126,38	1,09474522	0	0	
7,11772259	0,1165563	0,7165563	117,050136	10,769942	106,280194	6,29141248	99,988782	0,53497515	0,81486386	0,5349825	-7,3425E-06
14,2354452	0,02130915	0,73786544	112,345149	2,63614133	114,981291	1,39316567	116,374456	-0,23701717	0,1489757	-0,23703111	1,3935E-05
21,3531678	-0,04229686	0,69556858	122,024329	5,89236629	127,916695	2,93409421	130,850789	-0,3544119	-0,29570419	-0,35437728	-3,462E-05
28,4708904	-0,03478201	0,66078657	131,110259	0,81698902	131,927248	0,4708667	132,398114	-0,13193735	-0,24316663	-0,13195599	1,864E-05
35,588613	-0,00247345	0,65831312	131,800437	0,35677739	131,443659	0,26818748	131,175472	0,09742386	-0,01729228	0,09737143	5,2433E-05
42,7063355	0,01895636	0,67726948	126,664891	1,05805885	125,606833	0,73386248	124,87297	0,16717325	0,13252698	0,16768252	-0,00050927
49,8240581	0,01575948	0,69302896	122,650812	0,10439682	122,546415	0,08594547	122,460469	0,05207337	0,11017706	0,0526716	-0,00059823
56,9417807	-0,00237126	0,6906577	123,240759	0,34562863	123,586388	0,21229431	123,798682	-0,08581266	-0,01657789	-0,08582738	1,4715E-05
64,0595033	-0,01408152	0,67657618	126,846644	0,57877846	127,425423	0,34219385	127,767617	-0,11113162	-0,09844618	-0,11106499	-6,6636E-05
71,1772259	-0,00927996	0,66729622	129,323139	0,01639063	129,33953	0,01261541	129,352145	-0,01865905	-0,0648777	-0,01869041	3,1363E-05
78,2949485	0,00405942	0,67135564	128,229713	0,21421923	128,015494	0,16722204	127,848272	0,07552427	0,02838005	0,0754505	7,3775E-05
85,4126711	0,01090688	0,68226252	125,369025	0,22341575	125,145609	0,17385931	124,97175	0,07679737	0,07625177	0,07705304	-0,00025567
92,5303937	0,00528387	0,68754638	124,022238	0,00047219	124,02271	0,00047252	124,023183	-0,00306147	0,03694035	-0,00317234	0,00011086
99,6481163	-0,00509405	0,68245233	125,32021	0,21730494	125,537515	0,1381377	125,675653	-0,06799019	-0,03561334	-0,06805434	6,4142E-05

L'épure de BERGERRON est représenté par la figure VI.8



FigureVI.7 : Variation de la pression absolue en fonction du temps pour SP - R2.

➤ *Interprétation des résultats :*

On remarque que :

- Pendant la phase de dépression, on a enregistré une dépression maximale de **20.09 m**, le volume d'air à la fin de cette dépression est de **0.738 m³**.
- Le volume d'air à la fin de cette surpression est de **0.6 m³**.

La variation de la pression absolue est représentée par la figure VI.9

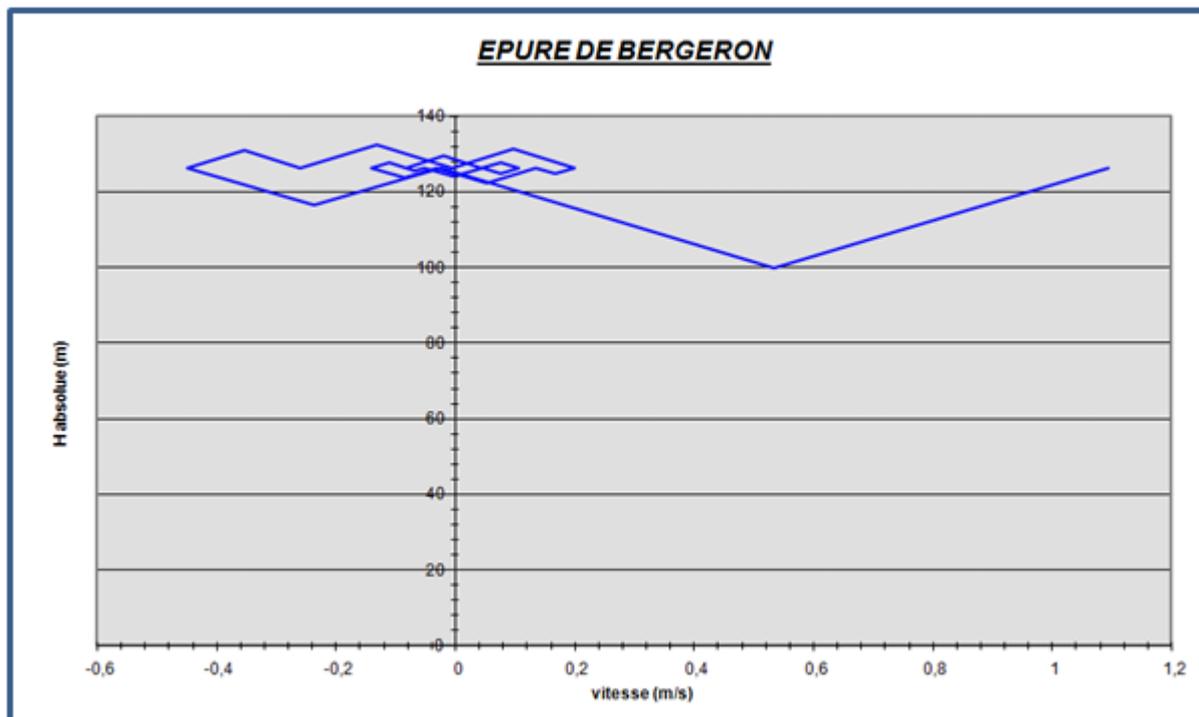


Figure VI.8 : Epure de BERGERON pour le tronçon SP -R2

➤ *Enveloppe des pressions:*

Les pressions minimales et maximales sont représentées dans l’enveloppe des pressions illustrées dans la figure ci-après.

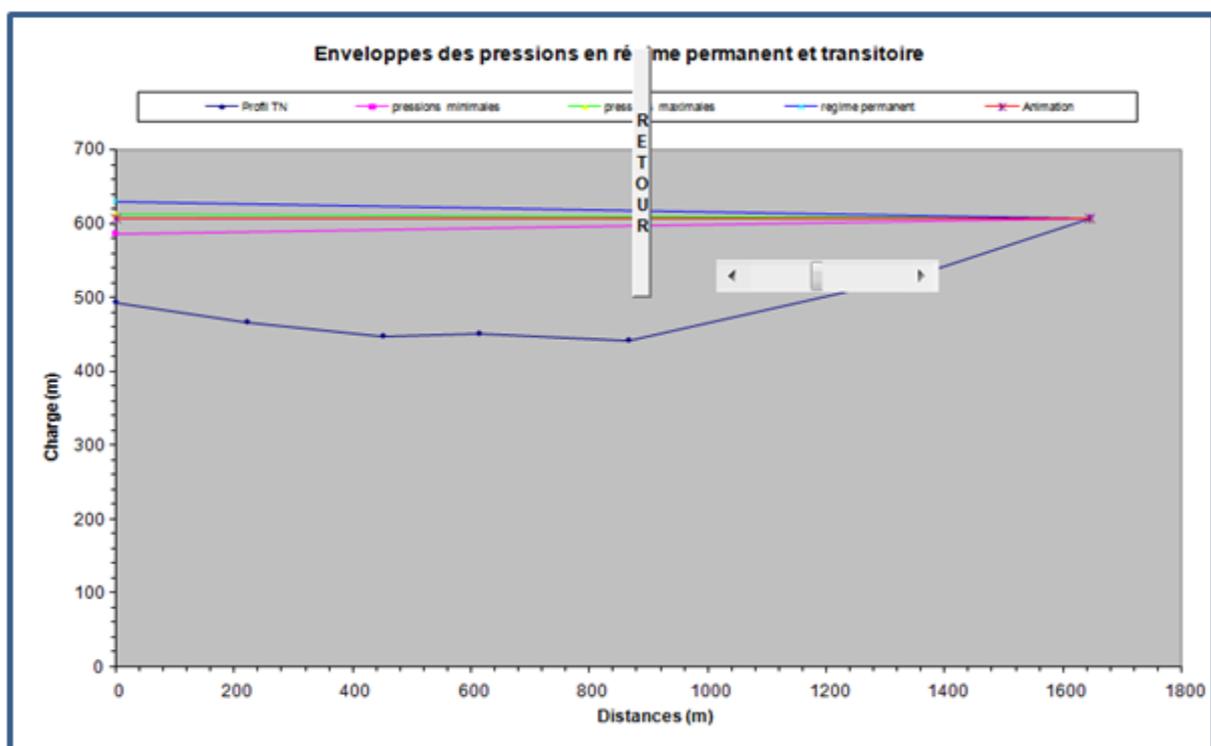


Figure VI.9 : L’enveloppe des pressions du tronçon SP -R2.

➤ *Dimensionnement du réservoir d'air :*

A partir du tableau VI.4, on a le volume maximal d'air de l'ordre **0.73 m³**. Par conséquent, il est possible à présent de calculer le volume totale du réservoir anti-bélier pour le tronçon **SP -R2**. tel que :

$$V_t = 1.2 * U_{\max}$$

D'où :

$$V_t = 1.2 * 0.73$$

$$V_t = \mathbf{0.876 \text{ m}^3}$$

Par conséquent, on optera pour un réservoir de **1 m³ (1000 l)**.

A partir de catalogue Charlatte nous avons choisi un réservoir d'air, (voir Annexe VI.3)

VI.9.3 Calcul du coup de bélier pour les tronçons gravitaires :

En régime permanent, la vitesse du fluide dans la conduite ainsi que la ligne d'eau restent constantes. Cependant, le régime transitoire débute à partir du moment où un employé manœuvre la vanne pour faire des modifications dans son ouverture. Cette manœuvre engendre une modification du débit avec naissance à la vanne une onde de pression. La canalisation va subir des alternances de surpression et de dépressions jusqu'à ce que le phénomène soit amorti par les pertes de charge.

La valeur maximale de la surpression est donnée par la formule de MICHAUD (VI.6), si la fermeture est supposée linéaire pendant une durée supérieure à un aller et retour d'onde de pression $\frac{2L}{a}$ (Dupant, 1979).

Mais dans la pratique, on ne peut pas faire varier la section de passage du fluide linéairement, puisque dans la fin de fermeture, les pertes de charge sont plus importantes.

Dans notre cas, nous utilisons des vannes pour limiter et minimiser la dépression et les surpressions. Nous avons étudié pour chaque tronçon le cas le plus défavorable dont la surpression est maximale.

La valeur maximale de coup de bélier sera calculée par la formule de MICHAUD :

$$B = \frac{2 * L * V_0}{g * T}$$

Où:

$$T = \frac{2 * L * V_0}{g * B}$$

A partir du profil on long on calcul la valeur maximum de B (Voir Annexe IV.3)

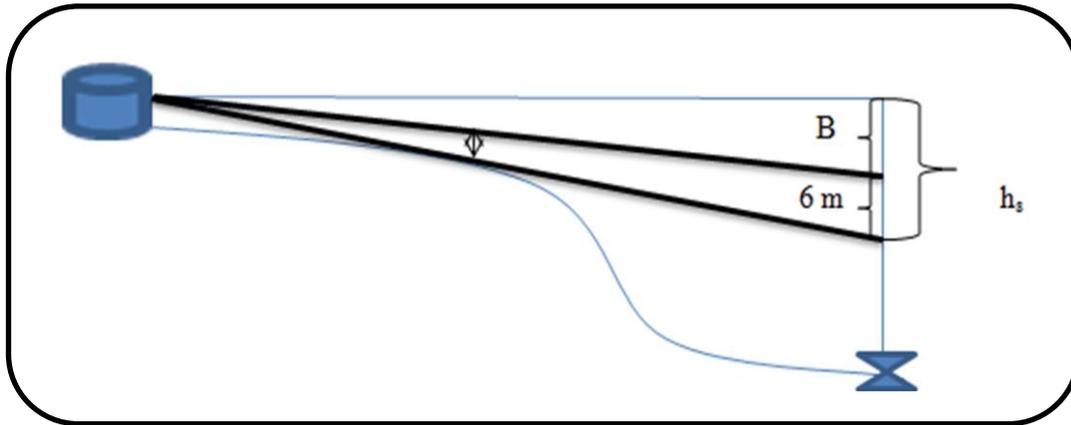


Figure VI.10 : schéma de calcul la valeur maximum de B.

$$B = h_s - 6$$

$$B = 608.75 - 533.15$$

$$B = 75.6 \text{ m}$$

Tableau VI.6: Calcul de coup de bélier dans le système après le temps de fermeture.

	D (mm)	e (mm)	V ₀ (m/s)	H _g (m)	L (m)	a (m/s)	B (m)	H _s (m)	H _d (m)	T (s)
Tronçon R2-R3	75	8.4	1.23	175.34	3287	352.37	75.6	231.52	143.16	11

V.11 Conclusion :

A travers ce chapitre nous avons vu comment faire la description physique du phénomène du coup de bélier et nous avons vu comment calculer la surpression, la dépression et comment faire le dimensionnement du réservoir d'air.

Les valeurs du coup de bélier dans les différents tronçons refoulement sont importantes. La nécessité d'une protection anti-bélier alors on a opté pour un réservoir d'air de volume 1000 l pour les tronçons forage – R1 et SP -R2 et pour le cas gravitaire le tronçon R2-R3 le temps de fermeture est de 11 secondes.



Chapitre VII
Réseau de distribution

Chapitre VII

Réseau de distribution

VII.1 Introduction :

Après avoir évalué les besoins en eau d'une agglomération quelconque on doit faire le choix convenable du réseau pour la distribution. L'eau stockée dans les réservoirs doit être distribuée à l'aide des canalisations sur lesquelles des branchements seront piqués en vue de satisfaire les consommateurs.

VII.2 Eléments des réseaux d'eau potable :

Les principaux éléments constitutifs d'un réseau d'eau potable sont figure VII.1

- Captage.
- Traitement des eaux.
- Adduction (refoulement).
- Accumulation (stockage).
- Distribution.

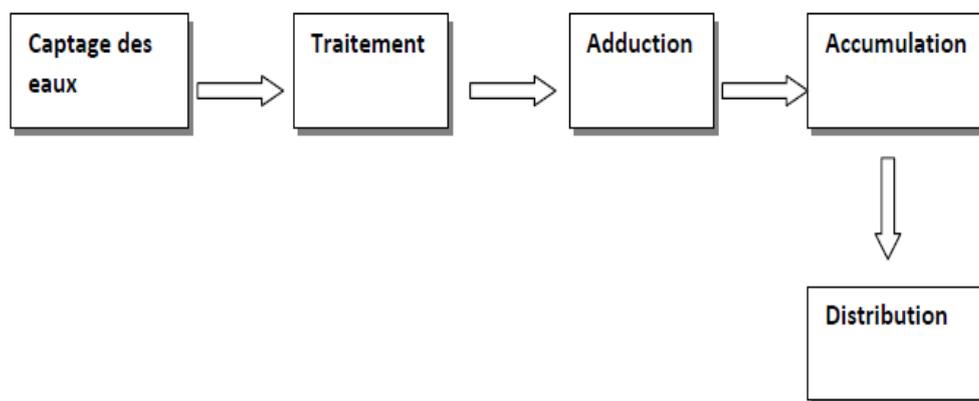


Figure VII.1 : Elément des réseaux d'eau potable

VII.3 Les réseaux de distribution :

Elle désigne toute la partie se situant après le réservoir. À partir du ou des réservoirs, l'eau est distribuée dans un réseau de canalisations sur lesquelles les branchements seront piqués en vue de l'alimentation des abonnés. Les canalisations devront en conséquence présenter un diamètre suffisant, de façon à assurer le débit maximal avec une pression au sol compatible avec la hauteur des immeubles (*Dupont, 1979*).

La distribution de l'eau s'effectue à l'aide des réseaux enterrés constitués de conduites et de canalisations sous pression qui comprennent des :

- conduites et pièces spéciales ;
- appareils de robinetterie : vannes, clapets ;
- appareils de mesure : compteurs, débitmètres ;
- appareils de fontainerie : bouches d'incendie.

VII.4 Structure d'un réseau d'alimentation en eau potable (AEP) :

La structure du réseau d'AEP dépend de la localisation des abonnés, de leur importance et du niveau de demande à assurer. La structure traduit les dimensions des conduites, la capacité des réservoirs, le nombre de pompes et la puissance fournie. La structure du réseau tient compte d'éléments géographiques tels que : la dispersion des abonnés, la présence d'obstacles naturels, la présence de routes, chemin de fer, jardins, d'autres réseaux enterrés. Tous ces éléments vont permettre au service de l'eau de définir des caractéristiques propres à chaque composant du réseau afin d'assurer son bon fonctionnement. Ces caractéristiques sont détaillées dans ce qui suit :

VII.4.1 Les conduites :

Les conduites permettent l'acheminement l'eau d'un point à un autre point du réseau. Une conduite est un segment de tuyau ou canalisation délimitée par deux points de consommation d'eau appelés nœuds. Chaque conduite est caractérisée par :

- Un nœud initial et un nœud final.
- Une longueur donnée L .
- Un diamètre D .
- Un coefficient de rugosité ε traduisant l'état interne de la paroi.
- Un état : ouvert, fermé.

L'écoulement de l'eau s'effectue du nœud disposant de la charge la plus élevée vers le nœud dont la charge est plus faible. La rugosité traduit la résistance de la conduite à l'écoulement de l'eau. Les parois internes des conduites au contact de l'eau créent un phénomène de friction qui s'accompagne de perte d'énergie due au frottement créant ainsi une perte de charge linéaire.

(Morel et Laborde, 1994)

VII.4.2 Les pompes :

Une pompe est un appareil électromécanique permettant de fournir de l'énergie au liquide. Le fonctionnement de la pompe est relié généralement à un réservoir. Le démarrage et l'arrêt de la pompe sont fonction du niveau du réservoir ou de plages horaires spécifiques. Une pompe peut être caractérisée soit par une puissance constante (énergie), fournie à l'eau au cours du temps indépendamment du débit et de la hauteur de refoulement, ou par une courbe caractéristique qui

décrit la relation entre la hauteur de refoulement et le débit fournie à l'aide d'une fonction $H=f(Q)$ (Dupont, 1979).

La pompe devra compenser les dissipations d'énergie dans les conduites tant d'aspiration que de refoulement ; elles sont couramment évaluées en hauteur d'eau exprimée en mètre.

VII.4.3 Les vannes :

Certaines conduites de longueur fictive comporte des vannes qui permettent de limiter la pression ou le débit en des points précis du réseau. Les vannes sont caractérisées par :

- les nœuds d'entrée et de sortie ;
- le diamètre ;
- le diamètre de la consigne de fonctionnement et l'état de la vanne ;
- coefficient de perte de charge singulière.

VII.4.4 Les nœuds :

Les nœuds représentent des points de jonction entre les conduites. Ils correspondent à des points d'entrée ou de sortie d'eau. Il existe deux catégories de nœuds

VII.4.4.1 Les nœuds à débit fixe :

Ces nœuds se caractérisent par une cote au sol connue et un débit connu (demande), l'inconnue est la pression au nœud qui doit être calculée. Ils correspondent à des points de consommation dans le réseau. Ces nœuds peuvent décrire la consommation d'un ou de plusieurs abonnés de même type. Nous distinguons entre les abonnés selon le type de consommation : domestique, industrielle, administration. La consommation au nœud exprimée par la demande peut être constante ou variable (Tarfaya, 2012).

VII.4.4.2 Les nœuds à charge fixe :

Ce sont des nœuds où la charge est fixée ou dont la cote piézométrique de l'eau est connue. Il peut s'agir d'un réservoir dont le niveau d'eau varie en fonction du temps au sol ou sur tour, d'un poteau à incendie ou d'une bache de pompage dont le niveau reste inchangé. Pour ces nœuds le débit doit être calculé. Selon la nature des abonnés, la demande est décrite par une courbe de consommation (Tarfaya, 2012).

VII.5 Classification des réseaux :

VII.5.1 Définition :

Un réseau d'alimentation en eau potable est un ensemble de conduites reliées entre elles pour véhiculer l'eau d'un point à un autre du réseau.

VII.5.2 Les différents types de réseaux :

VII.5.2.1 Les réseaux ramifiés :

Le réseau ramifié, dans lequel les conduites ne comportent aucune alimentation en retour, présente l'avantage d'être économique, mais il manque de sécurité et de souplesse en cas de rupture : un accident sur la conduite prive d'eau tous les abonnés d'aval (*Tarfaya, 2012*).

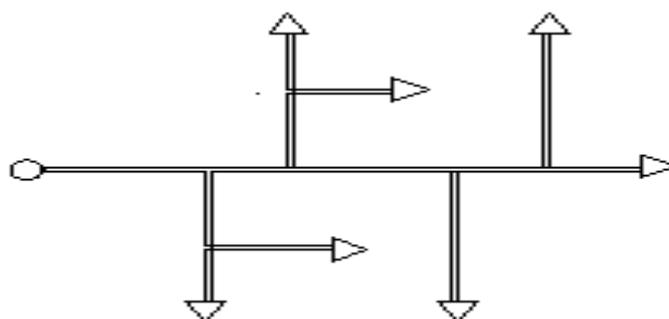


Figure VII.2 : Réseau ramifié

VII.5.2.2 Les réseaux maillés :

Le réseau maillé, au contraire, a une alimentation en retour, pour pallier à l'inconvénient signalé ci-dessus. Une simple manœuvre de robinets permet d'isoler le tronçon accidenté et de poursuivre néanmoins l'alimentation des abonnés d'aval. Il est, bien entendu, plus coûteux d'établissement, mais en raison de la sécurité qu'il procure, il doit être toujours préféré au réseau ramifié. Une maille constituée par un circuit est dite *fermée*, si le nombre de points d'eau est égal ou supérieur à 2. Chaque chaîne reliant les points d'eau deux à deux sera considérée comme une maille dite *ouverte* ou *fictive*. (*Tarfaya, 2012*)

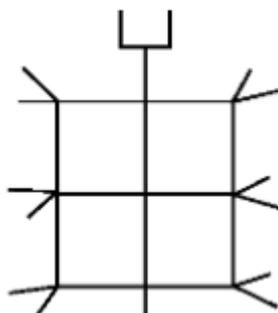


Figure VII.3 : Réseaux maillés.

VII.5.2.3 Les réseaux étagés :

Avec le réseau étagé il est possible, de constituer des réseaux indépendants avec une pression limitée aux environs de 40 mètres d'eau. (*Tarfaya, 2012*)

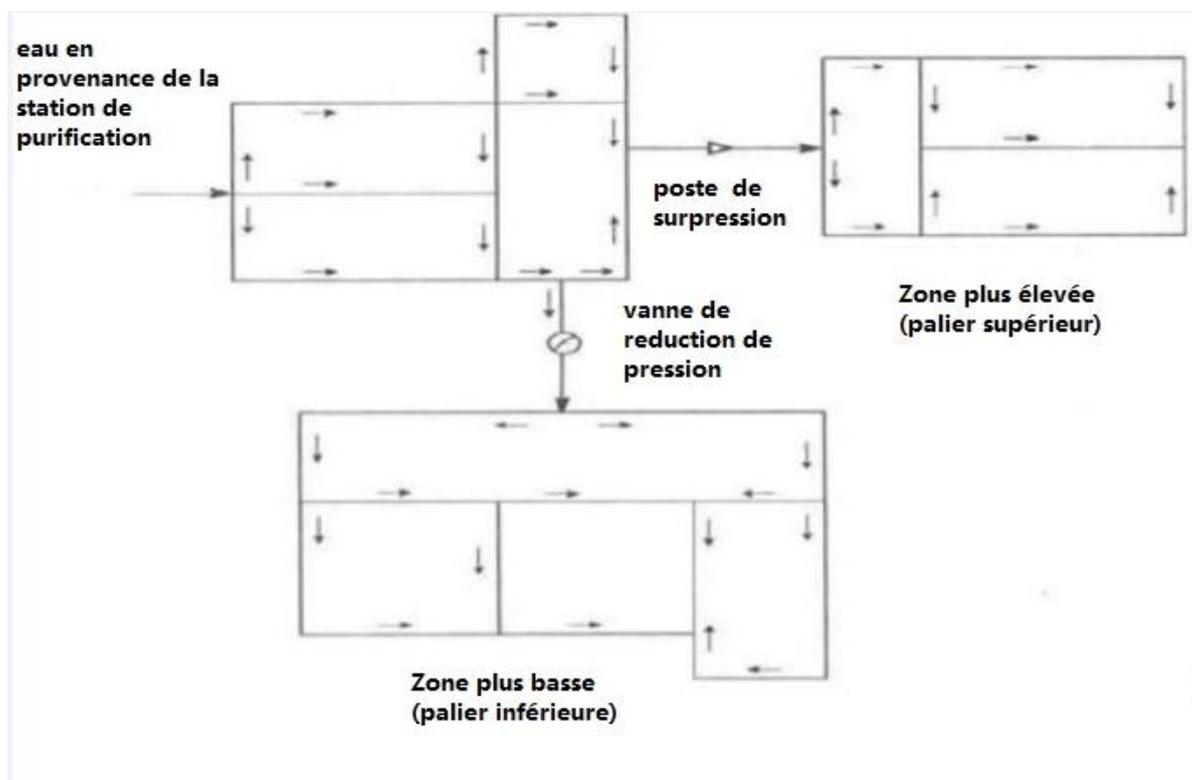


Figure VII.4: Réseau étagé.

VII.5.2.4 Les réseaux distincts :

Les réseaux à alimentation distinctes distribuent, l'un, l'eau potable destinée à tous les besoins domestiques, et l'autre, l'eau non potable réservée aux usages industriels et au lavage et arrosage des rues et plantations. Ces réseaux ne se justifient que dans les installations extrêmement importantes. En *Algérie* ce type de réseau n'existe plus. (*Tarfaya, 2012*)

VII.6 Les conditions sur les vitesses et les pressions :

Les calculs hydraulique des canalisations se font selon le débit de pointe (pendant l'heure de pointe : qui observe une demande élevée de l'eau).

VII.6.1 les vitesses :

La vitesse de l'eau dans les conduites de distribution sera l'ordre de **0.6 m/s à 1.2m/s**.

Les petites vitesses (0.6m/s) favorisent le dépôt des grains solides dans la canalisation qui sera difficile à évacuer.

Les grandes vitesses (1.2 m/s) causent l'envisager l'érosion des canalisations qui indique

VII.6.2 les pressions :

Les réseaux doivent satisfaire les conditions de pression suivantes :

- une charge minimale de 3m doit être prévu sur les orifices de puisage les plus élevés ;

- en vue de la bonne tenue de la canalisation et des joints, il faut éviter des pressions supérieures à 60m qui risquent d'apporter des désordres (fuites) et certains bruits désagréables dans les installations intérieures d'abonnés.

VII.7 Calcul hydraulique :

VII.7.1 Débit de pointe :

Le débit de pointe Q_P correspond à la consommation maximale horaire, avec lequel se fait le dimensionnement du réseau de distribution.

Ainsi :

$$Q_P = Q_{\max.h}$$

$$Q_{\max.h} = 26.20 \text{ m}^3/\text{h}$$

Soit :

$$Q_P = 7.278 \text{ l/s.}$$

VII.7.2 Débit spécifique :

Pour le calcul on admet l'hypothèse selon laquelle les besoins sont répartis régulièrement sur la longueur des réseaux de distribution, pour cette raison on a calculé le débit spécifique (Q_{spi}). Qui est égal à :

$$Q_{spi} = \frac{Q_{total}}{\sum li} \quad \text{VII.1}$$

Avec :

- Q_{spi} : Débit spécifique (l/s/m).
- $\sum L$: Longueur totale des tronçons du réseau de distribution(m).

VII.7.3 Débit en route :

C'est le débit circulant à travers un tronçon et supposé être consommé d'une façon uniforme sur toute la longueur de ce dernier. Il se calcule comme suit :

$$Q_r = Q_{spi} \times L_i \quad \text{VII.2}$$

Avec :

- Q_r : Débit en route de tronçon (l/s).
- Q_{spi} : Débit spécifique (l/s/m).
- L_i : Longueur du tronçon en (m).

VII.7.4 Débit calculé :

Le débit en chaque nœud correspond à 0.55 de débit en route autour du nœud en ajoutant les débits extrémité en ce nœud. Il se calcule comme suit :

$$Q_c = 0.55 * Q_r + Q_{ext} \quad \text{VII.3}$$

- Q_c : Débit au calcul (l/s) ;
- Q_r : le débit en route autour du nœud considéré (l/s) ;
- Q_{ext} : le débit extrémité en nœud considéré (l/s).

VII.7.5 Les pertes de charge :

VII.7.5.1 pertes de charge linéaires(H_L) :

Elles sont déterminées par la formule de Darcy- Weisbbach (**Dupont, 1979**) :

$$H_L = J * L I \quad \text{VII.4}$$

Avec :

$$J = \frac{\lambda * V^2}{2 * g * D} \quad \text{VII.5}$$

❖ Calcul du coefficient de perte de charge λ :

Pour déterminer le coefficient de perte de charge λ aux différents régimes, on peut appliquer la formule suivante (*régime turbulent rugueux*) :

- **Formule d'ACHOUR** : sa théorie de la MMR (méthode du modèle rugueux de référence)

$$\lambda = \left[-2 * \log \left(\frac{k}{D} + \frac{10,04}{R} \right) \right]^{-2} \quad \text{VII.6}$$

$$\bar{R} = 2 * R_e * \left[\log \left(\frac{k}{D} + \frac{5.5}{Re^{0.9}} \right) \right]^{-1} \quad \text{VII.7}$$

Avec :

- L : longueur de la conduite en m ;
- J : perte de charge par unité de longueur en m/ml ;
- g : accélération de la pesanteur égal à 9,81m/s² ;
- D : diamètre de la conduite en m ;
- V : vitesse d'écoulement en m/s ;
- λ : coefficient de perte de charge de DARCY ;
- K : Coefficient de rugosité équivalente de la paroi.

Pour les tubes en PEHD on prend K= 1mm.

- Re : nombre de REYNOLDS, donné par la formule suivante :

$$Re = \frac{V * D}{\nu} \quad \text{VII.8}$$

VII.7.5.2 Pertes de charges singulières :

Généralement les pertes de charge singulières sont estimées à 10% des pertes de charge linéaires.

$$H_S = 0.1 * H_L \quad \text{VII.9}$$

VII.7.5.3 Les pertes de charge totale(H_t) :

Elle représente la somme des pertes de charge linéaires et singulières, pour chaque Conduites de longueur L ; donc on aura :

$$H_t = 1.10 \times HL = 1.1 * j * L \quad \text{VII.10}$$

VII.7.6 Calcul des pressions de service du réseau (au sol) :

Connaissant les cotes des différents nœuds de notre réseau, ainsi que les pertes de charges, nous pouvons déterminer les pressions exercées au sol, telle que (*Lezoul ;Chekaoui, 2015*) :

$$Ps = Cp - CTN - JT \quad \text{VII.11}$$

Avec

- Ps : pression au sol (m).
- Cp: cote piézométrique(m).
- CTN : cote de terrain naturel (m).
- JT : perte de charge totale (m).

VII.8 Dimensionnement du réseau:

Pendant ce chapitre on peut déterminer les différents débits du réseau en utilisant le débit de point Q_p .

$$Q_p = Q_{\max h}$$

$$Q_p = 26.20 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_P = 7.278 \text{ l/s.}$$

VII.8.1 Calcul le débit spécifique :

$$Q_{sp} = \frac{26.2}{3308}$$

$$Q_{SP} = 0.00792 \text{ m}^3/\text{h}$$

Les résultats représentent au tableau suivant :

Tableau VII.1 : Calcul les diamètres et les vitesses de la distribution.

Conduit	L (m)	Qr(m3/h)	Qext(m3/h)	Qc (m3/h)	Qc (m3/s)	DN (mm)	D _{inter} (m)	V _{adm} (m/s)	ΔH (m)
N4--E2	28	0,222	0	0,122	3,4E-05	40	0,0363	0,033	0,003
N4--E3	29	0,230	0	0,126	3,5E-05	40	0,0363	0,034	0,004
N3--N4	94	0,744	0,451	0,861	2,4E-04	40	0,0363	0,531	1,957
N3--E1	25	0,198	0	0,109	3,0E-05	40	0,0363	0,029	0,003
N3--N2	237,5	1,881	1,394	2,429	6,7E-04	40	0,0363	0,652	8,823
N15--E14	289,5	2,293	0	1,261	3,5E-04	40	0,0363	0,339	2,963
E13--N15	60	0,475	0	0,261	7,3E-05	40	0,0363	0,070	0,031
N14--N15	175	1,386	2,768	3,530	9,8E-04	40	0,0363	0,948	13,637
E12--N14	77	0,610	0	0,335	9,3E-05	40	0,0363	0,090	0,062
N13--N14	323	2,558	4,764	6,171	1,7E-03	50	0,0572	0,667	6,674
N13--E11	81	0,642	0	0,353	9,8E-05	40	0,0363	0,095	0,072
N12--N13	99,5	0,788	7,964	8,397	2,3E-03	63	0,0572	0,908	3,784
N12--E10	45,5	0,360	0	0,198	5,5E-05	20	0,0363	0,053	0,014
N11--N12	28,5	0,226	9,112	9,236	2,6E-03	63	0,0572	0,999	1,309
N16--E16	83,5	0,661	0	0,364	1,0E-04	40	0,0363	0,098	0,078
N16--E15	39,5	0,313	0	0,172	4,8E-05	40	0,0363	0,046	0,009
N11--N16	204,5	1,620	0,974	1,865	5,2E-04	40	0,0363	0,501	4,512
N9--N11	83	0,657	11,932	12,293	3,4E-03	75	0,0682	0,935	2,630
N10--E8	105,5	0,836	0	0,460	1,3E-04	40	0,0363	0,123	0,154
N10--E9	137	1,085	0	0,597	1,7E-04	40	0,0363	0,528	7,891
N9--N10	64	0,507	1,592	1,871	5,2E-04	40	0,0363	0,502	1,421
N8--N9	26	0,206	14,688	14,801	4,1E-03	75	0,0682	1,126	1,191
N8--E7	88	0,697	0	0,383	1,1E-04	40	0,0363	0,103	0,091
N6--N8	48	0,380	15,591	15,800	4,4E-03	75	0,0682	1,202	2,503
N7--E6	52	0,412	0	0,227	6,3E-05	40	0,0363	0,061	0,020
N7--E5	25	0,198	0	0,109	3,0E-05	40	0,0363	0,029	0,003
N6--N7	47	0,372	0,610	0,815	2,3E-04	40	0,0363	0,519	1,205
N5--N6	108,5	0,859	16,953	17,426	4,8E-03	90	0,0818	0,922	2,609
N5--E4	61	0,483	0	0,266	7,4E-05	40	0,0363	0,071	0,032
N2--N5	42	0,333	18,296	18,479	5,1E-03	90	0,0818	0,977	1,135
N1--N2	382	3,026	21,903	23,567	6,5E-03	110	0,1000	0,834	5,753
R--N1	119	0,943	26,20	26,722	7,4E-03	110	0,1000	0,946	2,299
somme	3308	26,200							

Remarque :

Le système de distribution fonctionne sous des conditions, avec une vitesse de (0.6 m/s-1.2 m/s). Les résultats de ce tableau VII.1 ne vérifié pas les conditions de la vitesse, donc on

installera une vanne de décharge que l'on ouvrira une fois par semaine (périodique) afin de nettoyer les conduites de l'extrémité et cela pour éviter l'accumulation des dépôts solides, l'érosion des conduites et l'effet de régime transitoire.

VII.8.2 Calcul les pressions :

Tableau VII.2 calcul les pressions :

Nœud	Cote piézométrique (m)	Cote Terrain naturelle (m)	Pression (m)
R	430,41	430,41	0,00
1	428,11	395,65	32,46
2	422,36	377,81	44,55
3	413,53	380,97	32,56
E1	413,53	377,51	36,02
4	413,08	379,94	33,14
E2	413,07	380,71	32,36
E3	413,07	376,42	36,65
5	421,22	374,32	46,90
E4	421,19	372,77	48,42
6	418,61	368,88	49,73
7	418,41	376,13	42,28
E5	418,40	376,42	41,98
E6	418,39	378,04	40,35
8	416,11	365,90	50,21
E7	416,02	370,97	45,05
9	414,92	363,90	51,02
10	413,50	356,42	57,08
E8	413,34	356,91	56,43
E9	405,61	344,95	60,66
11	402,98	358,57	44,41
16	398,46	341,46	57,00
E15	398,46	339,79	58,67
E16	398,39	343,15	55,24
12	401,67	359,68	41,99
E10	401,65	367,55	34,10
13	401,60	367,55	34,05
14	394,92	363,18	31,74
E12	394,86	375,52	19,34
15	381,28	357,12	24,16
E13	381,25	364,74	16,51
E14	381,21	341,19	40,02

Remarque :

Le réseau de distribution fonctionne sous des conditions adéquates, avec une pression (1bar à 6bar)

VII.9 Equipement du réseau de distribution :

Le réseau de distribution comporte des équipements permettant son fonctionnement et son exploitation, dont les principaux sont résumés ci-dessous :

- **Robinets** : en principe ces appareils seront posés en vue de permettre l'isolement de divers tronçons de canalisation. Nous les trouvons donc à chaque nœud.
- **Ventouses** : c'est un organe de dégazage, elles permettent l'évacuation d'air contenu dans les conduites. Elles sont placées aux points hauts de réseau.
- **Robinets de décharges** : Ils sont placés aux points bas du réseau pour permettre la vidange.
- **Clapets** : Leur rôle est d'empêcher le retour de l'eau en sens inverse de l'écoulement prévu. On les dispose principalement aux points de puisage et dans les stations de pompage alimentant une adduction.
- **Poteaux d'incendie** : de tels poteaux doivent être raccordés sur des canalisations capables de fournir au point correspondant un débit minimal de 17 l/s sous 0.6 bar. Ils sont placés aux bordures des trottoirs, espacés de 200 à 300 m.
- **Régulateurs de pression** : ce sont des dispositifs permettant le réglage de la pression d'une façon à ne fournir au réseau de distribution que les pressions désirées.
- **Les raccords** : ce sont des composants permettant d'adapter la conduite au tracé prévu au projet

Tableau VII.3 : Fonctions des raccords

Nom du raccord	Fonction
Coude	Changement de direction
Cône de réduction	Diminution du diamètre
Manchon	Assemblage en ligne de 02 éléments cylindriques

VII.9 Conclusion :

A partir de ce chapitre on a déterminé les diamètres des différents tronçons et on peut dire que notre système de distribution fonctionne dans des conditions de vitesses et pressions adéquates.

Mais il faut installer des accessoires de protection de réseau contre les pressions importantes et contre les dépôts calcaires résultats de la vitesse lents, avec un contrôle de gestion régulier pour assurer une longue vie au réseau.

Conclusion générale :

Arrivé au terme de notre travail, nous pensons avoir cernés les différentes phases de l'étude qui touchent les plans spécifiques à la réalisation du projet d'alimentation en eau potable de la commune de AMIRA ARRES localité de (Mellal, Taghlissa, Dar Ayat) wilaya de MILA. Pour cela, nous avons regroupé toutes les informations relatives à la zone d'étude pour déterminer les besoins en eau à l'horizon 2050, qui va atteindre 7056 habitants et estimé les différents besoins en eau de toutes les agglomérations avec un débit actuel de (15 l/s) et un débit future de (48,83l/s).

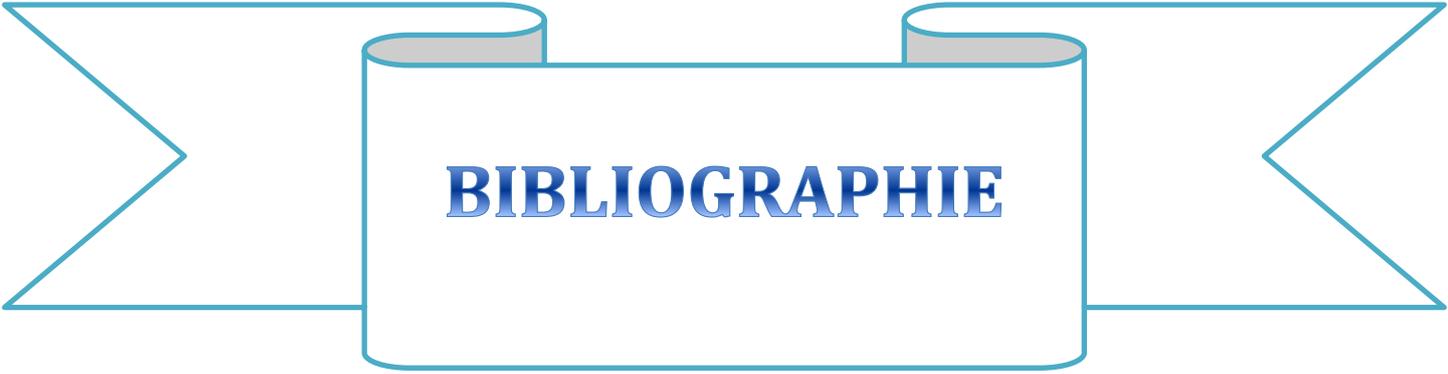
Afin d'assurer l'alimentation en eau potable pour chaque agglomération et son acheminement par refoulement ou gravitaire, nous avons procédé au dimensionnement des réservoirs avec des capacités différentes (500 m³, 750 m³, 300 m³).

Pour le dimensionnement des conduites d'adduction par refoulement, nous avons utilisé le PEHD avec des diamètres économiques et des vitesses adéquates, qui sont de 250 mm pour le premiers tronçon (forage -Réservoir existant 500m³) et une vitesse de 1m/s. 160mm pour le deuxième tronçon (Station de pompage –Réservoir projeté 750m³) et une vitesse de 1.09 m/s et 75mm Pour l'adduction gravitaire R2-R3 et une vitesse de 1.23m/s.

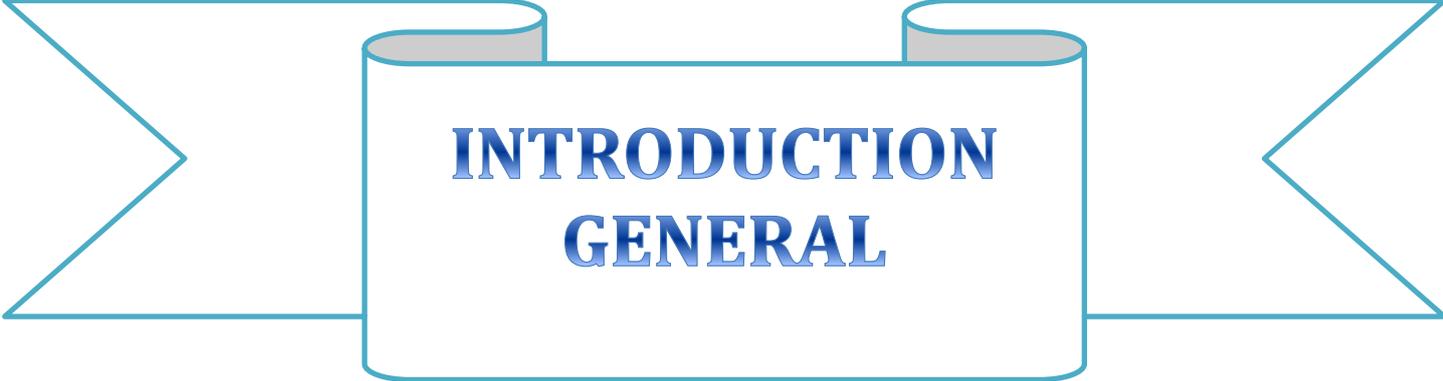
Dans le but de choisir la pompe adéquate, nous avons utilisé le catalogue numérique des pompes CAPRARI. Pour notre station de pompage, le choix s'est porté sur une pompe de type : (PM 80/ 3 A).

Ensuite, dans le but de garantir une longévité des conduites, nous avons prévu une protection contre le phénomène du coup de bélier avec un réservoir d'air de volume 1 m³, pour les tronçons (forage – R1) et (SP -R2) et pour le cas gravitaire le tronçon R2-R3 le temps de fermeture et de 11 seconds.

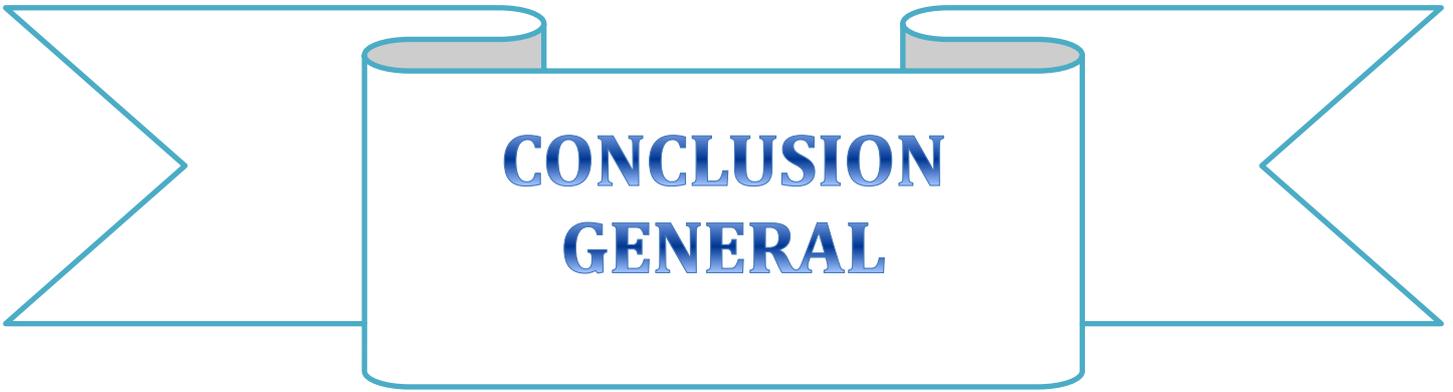
Pour le dimensionnement des conduites de distribution nous avons choisi le diamètre varié entre (40÷110) mm en PEHD.



BIBLIOGRAPHIE



**INTRODUCTION
GENERAL**



**CONCLUSION
GENERAL**

BIBLIOGRAPHIE

ABDAT.A, BOUTEMEUR.L : « Etude du réseau d'AEP de la ville d'AOMAR, wilaya de BOUIRA- Adduction et distribution- ». Mémoire master en hydraulique, Université A-Mira Béjaia.60 pages, 2016.

AMMARA.I : « Note de calcul du réservoir anti bélier »

AMMARA.I, BERREKSI. A, AMIRECH .M : « Simulation numérique du phénomène transitoire du coup de bélier », Editeur Universitaires européennes, page 19, 2016.

BONNIN.J : « Aide-mémoire d'Hydraulique Urbaine ». Collection de la direction des études et de la recherche d'électricité de France, Edition EYROLLES, pages 216,1982

BONVIN.I : «Hydraulique Urbaine ». Edition Ecole d'ingénieurs du canton Vaud Version 2005.

BOUCENNA.S, AMIRA.A :« Étude de réseau d'alimentation en eau potable de la ville de Bazol (W .Jijel) ».mémoire de fin d'étude master II Université Abderrahmane Mira, 88 pages juin 2015

CARLIER.M : « Hydraulique Général et applique », Eyrolles, paris, 1972.

CHRISTAIAN.R : « Hydraulique pratique », édition, 1989.

Dupont. A : « Hydraulique Urbaine ». Tome II, Edition Eyrolles, Paris, 1981

Dupont. A : « Hydraulique Urbaine ».Tome II, Ouvrage de transport, Elévation et distribution des eaux, Edition Eyrolles, Paris, 1979.

GODART.H : « Adduction er distribution d'eau ». Technique de l'ingénieur, C 5 195, 42 pages, 2000

La source : Service technique de l'A.P.C (ASSEMBLEE POPULAIRE COMMUNALE) willaya de MILA.

La source : la station météorologique de Constantine

La source : PDAU de MINNAR ZARRAZA (Plan Directeur d'Aménagement Et d'Urbanisme de la commune de Amira Arres : source DUC)

Lancastre. A : « Hydraulique générale » *Edition Eyrolles*, Paris, 633 pages, 2005.

Lancastre. A : « Hydraulique générale » *Edition Eyrolles*, Paris, 2000.

Bibliographie

LEZOUL. B, CHEKAOUL.L : « Etude d'aep des six communes sud de la wilaya de Béjaia et distribution du chef lieu de Tazmalt, Wilaya Béjaia». Mémoire de Fin d'Etude, Master ; Université A-Mira Béjaia.102 pages, 2015.

M ESCAND.L ; «Hydraulique générale ». Tome II Edition, paris 1971.

MEUNIER.M ; «Le coup de bélier et la protection des réseaux d'eau sous pression ». ENGREF, Paris 1980.

MOREL M.A, LABORDE J.P : « Exercice de mécanique des fluides». Tomé 2. Eyrolles 1993

SAVATIER.A : « les pompes et stations de pompages »,3^{eme} édition.

TARFAYA .C :«Approche méthodologique pour le diagnostic des réseaux d'eau ». Mémoire de Magistère en Hydraulique, 2012

VALIRON.F : «Mémento du gestionnaire de l'alimentation en eau et de l'assainissement Tome 1» Edition technique et documentation Lavoisier, 1994.

ZELLA.L : « Hydraulique général », Première édition ,2011.

Annexe IV.4: Catalogue PEHD



03394 7474

TRANSFORMATION PLASTIQUES

- Fabrication de Tubes en PVC & PEHD -Eau et Gaz
- Commercialisation Accessoires



Produits Gas homologués par le CEBEC sous le n° 193/018

**GAMME DE PRIX
TUBE PEHD EAU (PE 100)**

PRIX VALABLE A COMPTER DU JANVIER 2017
SELON LA NORME NA 7700

TVA 19%

PEHD PN 06				
CODE	DIAM,E	EP	PRIX HT	PRIX TTC
P3513003	Ø 25	2	40,45	48,14
P3513006	Ø 32	2	53,92	64,16
P3513009	Ø 40	2,3	80,88	96,25
P3513012	Ø 50	2,9	132,11	157,21
P3513015	Ø 63	3	169,86	202,13
P3513018	Ø 75	3,6	269,63	320,86
P3513022	Ø 90	3,5	369,38	439,56
P3513025	Ø 110	4,2	462,18	549,99
P3513040	Ø 125	4,8	593,16	705,86
P3513030	Ø 160	6,2	843,92	1 004,26
P3513044	Ø 200	7,7	1 267,22	1 507,99
P3513050	Ø 250	9,6	1 774,11	2 111,19
P3513042	Ø 315	12,1	3 058,64	3 639,78
P3513039	Ø 400	15,3	4 874,77	5 800,98
P3513051	Ø 500	19,1	7 010,18	8 342,11
P3513052	Ø 630	24,1	14 844,58	17 665,05

PEHD PN 10				
CODE	DIAM,EX	EP mm	PRIX HT	PRIX TTC
P3513000	Ø 20	2	32,35	38,50
P3513004	Ø 25	2	46,22	55,00
P3513007	Ø 32	2,3	64,71	77,00
P3513010	Ø 40	2,4	91,67	109,09
P3513013	Ø 50	3	140,21	166,85
P3513016	Ø 63	3,8	203,91	242,65
P3513019	Ø 75	4,5	301,97	359,34
P3513023	Ø 90	5,4	420,61	500,53
P3513026	Ø 110	6,6	625,53	744,38
P3513028	Ø 125	7,4	752,25	895,18
P3513031	Ø 160	9,5	1 226,78	1 459,87
P3513033	Ø 200	11,9	1 876,57	2 233,12
P3513035	Ø 250	14,8	2 887,67	3 436,33
P3513041	Ø 315	18,7	4 831,63	5 749,64
P3513038	Ø 400	23,7	7 406,53	8 813,77
P3513049	Ø 500	29,7	11 587,46	13 789,08
P3513048	Ø 630	37,4	18 261,50	21 731,19

PEHD PN 16				
CODE	DIAM,E	EP	PRIX HT	PRIX TTC
P3513001	Ø 20		35,05	41,71
P3513005	Ø 25	2,3	55,54	66,09
P3513008	Ø 32	3,4	78,19	93,05
P3513011	Ø 40	3,7	132,11	157,21
P3513014	Ø 50	4,6	188,74	224,60
P3513017	Ø 63	5,8	296,58	352,93
P3513020	Ø 75	6,8	388,26	462,03
P3513024	Ø 90	8,2	579,69	689,83
P3513027	Ø 110	10	860,09	1 023,51
P3513029	Ø 125	11,4	1 086,58	1 293,03
P3513032	Ø 160	14,6	1 763,33	2 098,36
P3513034	Ø 200	18,2	2 744,76	3 266,26
P3513036	Ø 250	22,7	4 233,06	5 037,34
P3513043	Ø 315	28,6	6 861,89	8 165,65
P3513045	Ø 400	36,3	10 774,12	12 821,20
P3513063	Ø 500	45,4	17 045,53	20 284,18
P3513047	Ø 630	57,2	27 501,49	32 726,77

PEHD PN 20				
CODE	DIAM,EX	EP mm	PRIX HT	PRIX TTC
P3513101	Ø 20	2,3	37,75	44,92
P3513102	Ø 25	3	73,12	87,01
P3513103	Ø 32	3,6	85,73	102,02
P3513104	Ø 40	4,5	148,71	176,96
P3513105	Ø 50	5,6	215,70	256,68
P3513106	Ø 63	7,1	355,91	423,53
P3513107	Ø 75	8,4	471,85	561,50
P3513108	Ø 90	10,1	722,59	859,88
P3513109	Ø 110	12,3	1 008,38	1 199,97
P3513110	Ø 125	14	1 234,87	1 469,50
P3513111	Ø 160	17,9	2 076,09	2 470,55
P3513112	Ø 200	22,4	3 229,15	3 842,69
P3513113	Ø 250	27,9	5 036,54	5 993,48
P3513114	Ø 315	35,2	7 678,84	9 137,82
P3513115	Ø 400	44,7	13 076,67	15 561,24
P3513054	Ø 500	55,8	20 127,27	23 951,45

Adresse : K-PLAST white tubes PVC & PEHD zone Industrielle 6617
Téléphone : +213 36 62 50 96 . +213 36 62 50 99 . +213 550 08 02 29
Fax : +213 36 62 52 60
Site Web : www.groupekplast.com
Email : tube@groupekplast.com

La K a raison...

Annexe IV.5 : Tableau des valeurs expérimentales moyennes de K en fonction de l'abaissement

X/D	1/8	2/8	3/8	4/8	5/8	6/8	7/8
K	0.07	0.26	0.81	2.1	5.5	17	98

Annexe V.2 : nombre de tours pour fermeture en fonction du diamètre (cas de robinet vanne).

DN (mm)	40	50	65	80	90	125	160	200	300
Nombre de tours pour fermeture	12.5	12.5	13	17	21	25	30	33	50

Annexe V.1: Catalogue de Caprari les caractéristiques de la pompe.

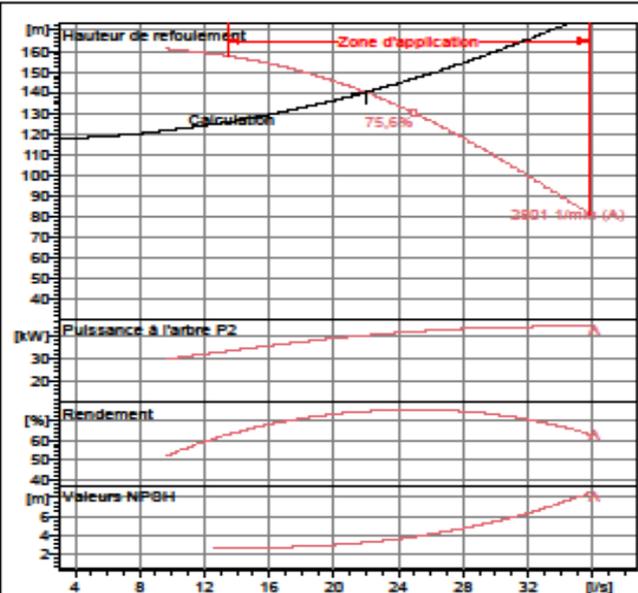


Modena - Italy

COMPANY
WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
ISO 9001

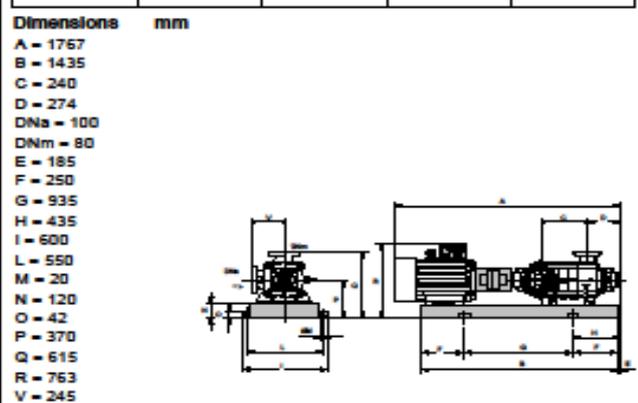
PM 80/ 3 A	
Caractéristiques requises	
Débit	22 l/s
Hauteur de refoulement	140 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1
Caractéristiques de la pompe	
Débit	22 l/s
Hauteur de refoulement	140 m
Puissance absorbée	40,2 kW
Rendement	74,8%
Hauteur manométrique H(Q=0)	169 m
Orif. de refoulement	80 mm
Caractéristiques moteur	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2950 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale P2	55 kW
Courant nominal	- A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55
Limites opérationnelles	
Démarrages / h max.	5
Température max. du liquide pompé	363 K
Teneur maximum en matières solides	40 g/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité max.	1 mm ² /s
Caractéristiques générales	
Poids	592 kg

Matériaux	
Corps de pompe	Fonte
Corps d'aspiration	Fonte
Roue	Fonte
Bague d'usure	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Chemise	Fonte
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Caoutchouc au nitrile
Roulements à billes	Acier
Presse-Etoupe	Fonte
Etoupe	Tresse graphitée



Caractéristiques de fonctionnement Courbes des performances indicatives

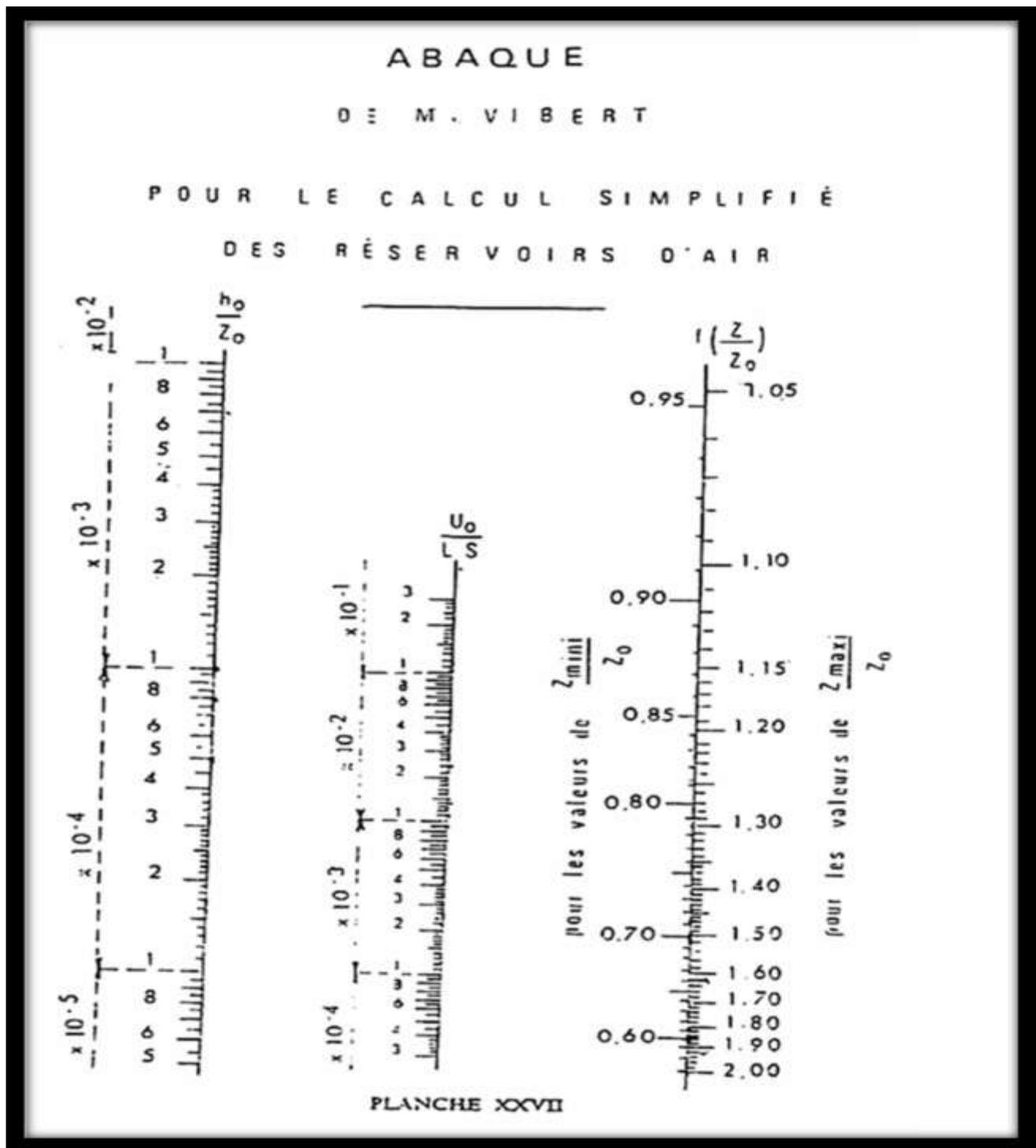
Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]



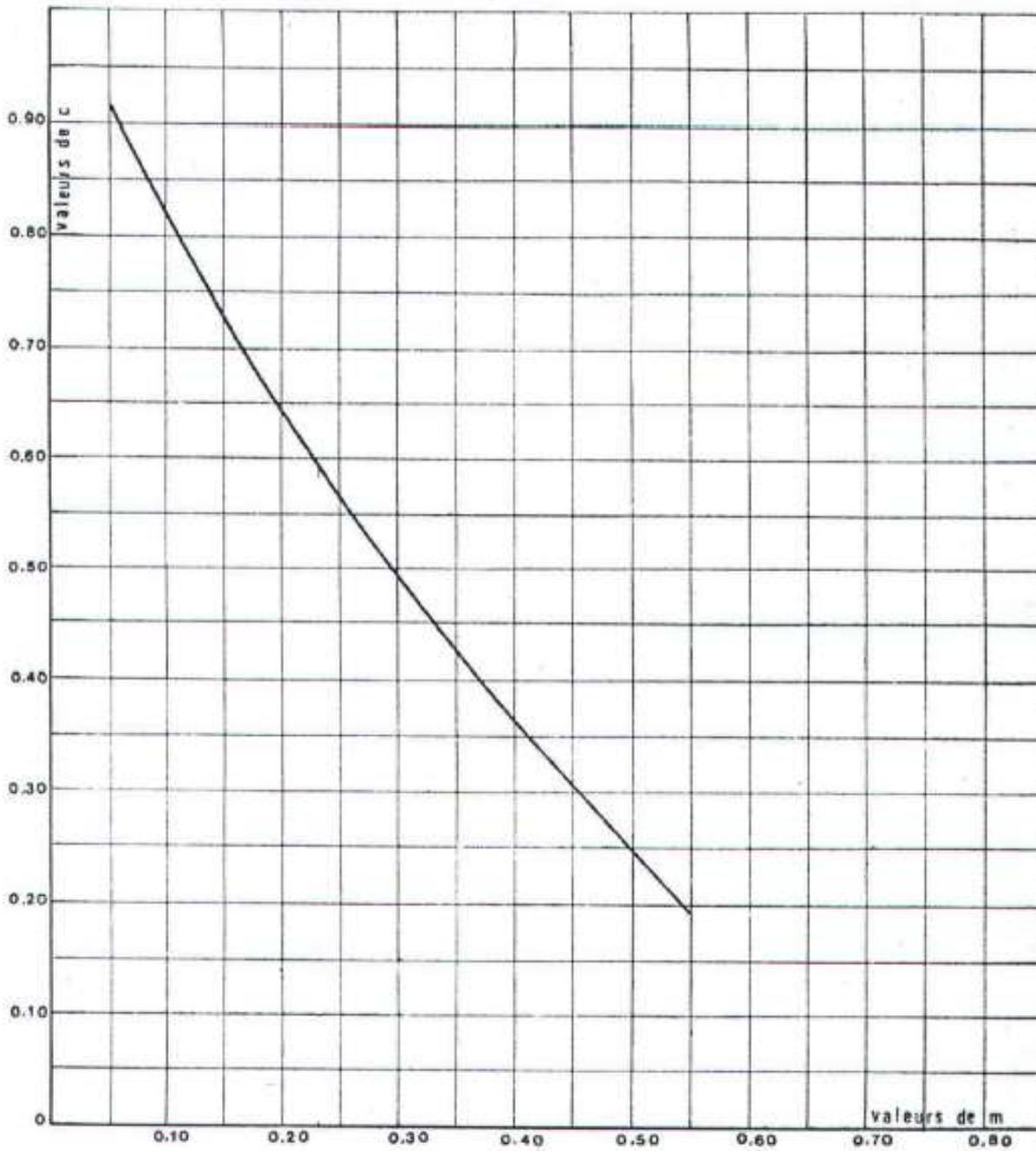
Notes:

Date	Page	Offre n°	Pos.N°
05.06.2018	1		

Annexe VI.1 : l'abaque de VIBERT.



ANNEXES VI.2 : Coefficient de perte de charge « c » dans la tuyère.



Annexe VI.3: Catalogue Charlatte le choix de réservoir d'air.

Gamme eaux claires
Surpression - Régulation - Protection anti-bélier

Hydrochoc
Type CAR* - 500 à 2000 L
Gamme 25 bars

Le réservoir anti-bélier Hydrochoc est un accumulateur hydropneumatique à vessie qui amortit les coups de bélier des régimes transitoires.





PEINTURE

Interne : Epoxy alimentaire épaisseur 100 microns.
Externe : Laque monocouche hydro acrylique polyuréthane épaisseur 30 microns, couleur orange RAL 2002.
Pour d'autres systèmes de peinture, nous consulter.



VESSIE

Butyl interchangeable qualité alimentaire avec ACS (Attestation Conformité Sanitaire).



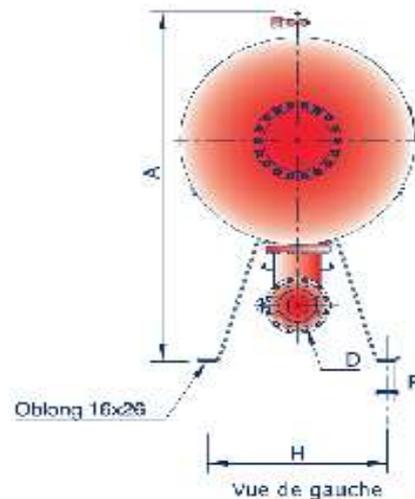
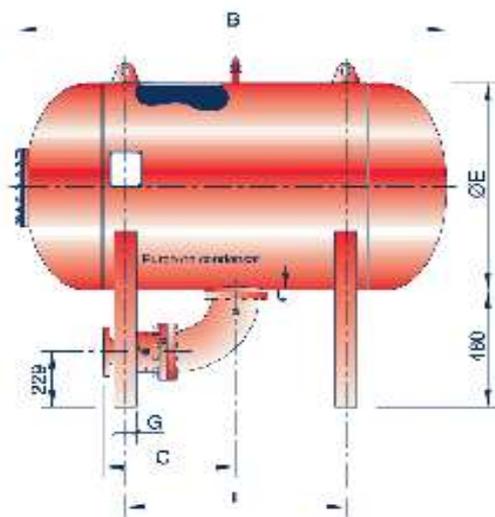
GARANTIE

12 mois hors pièces d'usure et sous réserve des conditions normales d'utilisation.
Disponibilité pièces détachées assurée 30 ans.



Accessoires

Consulter notre site Internet.



Sortie D	C	Pds sortie (kg)
DN50	476	32
DN80	480	35
DN100	460	34
DN125	450	35
DN150	457	37

Gamme 25 bars

Vol.	A (mm)	B (mm)	ØE (mm)	F (mm)	G (mm)	H (mm)	I (mm)	Poids sans sortie (kg)
500	1195	1798	630	60	80	490	1000	294
750	1415	1607	850	60	80	630	800	434
1000	1415	2107	850	60	80	630	1100	538
1500	1565	2191	1000	80	100	730	1200	780
2000	1565	2891	1000	80	100	730	1800	994

Cotes données à titre indicatif, peuvent être modifiées sans préavis.
Calculs selon CODAP. Nous consulter pour tout autre code de construction.

Résumé :

Ce présent travail consiste à l'étude de l'alimentation en eau potable de La commune de Amira Arres localité de (Mellal, Taghlissa, Dar Ayat) de la wilaya de Mila, afin de subvenir en qualité et en quantité aux besoins croissants des consommateurs et ce jusqu'à l'horizon 2050. L'étude est divisée en plusieurs parties dont : l'estimation des besoins à l'horizon d'étude, les réservoirs, l'adduction, les pompes, la protection des conduites et le dimensionnement du réseau de distribution.

Mots clés : Adduction, Alimentation en eau potable, Coup de bélier, Distribution, Réservoir.

Abstract :

this work is part of the logic to supply water to the commune of *AMIRA ARRES* (*MILA*) .After harvest the data concerning the site ;We have proceeded with the estimation of the current and future needs, Then we have done a verification of the capacity of existent reservoirs, After then we have determinated the dimensions of the pipe of water linking the drilling to the pumping stations, from this one to the reservoir respectinga techno-economic condition. We proceeded to the verification of the emergeence of water hammer phenomenon and just in case we protected it. In the end, We dimensioned the distribution network basing to the simulations of data in respecting the pressures and speds appropriate, deducing the dimensions hydraululics and geographic

Key words : water supply ;Tank ;Aduction ;Water hammer ;Distribution.

تلخيص:

تتمثل هذه المذكرة في دراسة تزويد قرى بلدية عميرة عراس ولاية ميلة بالماء الشروب من أجل التلبية الكمية والنوعية للطلب المتزايد من طرف المستهلكين وذلك حتى سنة 2050, ككل دراسة تقليدية. تنقسم الى عدة أجزاء أهمها: تقييم الاحتياجات من الماء الخزانات، قناة التزويد، المضخات، حماية القنوات، وشبكة التوزيع.

كلمات البحث: التزويد بالمياه الصالحة للشرب، الخزانات المائية، قنوات التزويد، المطرقة المائية، شبكة التوزيع .