

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Etude du système d'AEP du pole urbain numéro 36 Oued Falli (w. Tizi Ouzou) .

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0006-21

APA Citation (توثيق APA):

Abdelkrim, Oussama (2021). Etude du système d'AEP du pole urbain numéro 36 Oued Falli (w. Tizi Ouzou)[Mem Ing, ENSH].

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

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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

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

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

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

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

NATIONAL HIGHER SCHOOL FOR
HYDRAULICS

"The Mujahid Abdellah ARBAOUI"



المدرسة الوطنية العليا للري

"المجاهد عبد الله مرباوي"

٠٤:٠٥.٠٦.٠٧:٠٨.٠٩ ٤٤٤٤٤٤ ٤٤٤٤٤٤

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : ALIMENTATION EN EAU POTABLE

THEME :

**ETUDE DU SYSTEME D'AEP DU POLE URBAIN NUMERO
36 OUED FALLI (W. TIZI OUZOU)**

Présenté par :

ABDELKRIM OUSSAMA

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
MOKRANE Wahiba	M.C.B	Présidente
DERNOUNI Youcef	M.A.A	Examineur
AMIRI Djamel	M.A.A	Examineur
BENLATRECH Tarek	M.A.A	Examineur
KAHLERASS Djilali	M.C.B	Promoteur

Session Septembre 2021

Remerciements

Avant tout, je remercie le bon dieu qui m'a donné la force, la volonté et le courage pour dépasser toutes les difficultés et achever mes études.

Je remercie fortement mon encadreur M. KAHLERRAS DJILALI pour sa générosité, sa grande patience et pour le temps qu'il a bien voulu me consacrer.

Par la même occasion je remercie :

Les membres du jury :

- MOKRANE Wahiba

-DERNOUNI Youcef

-AMIRI Djamel

-BENLATRECH Tarek

Pour l'intérêt qu'ils ont porté à ce travail

Mes Enseignants de l'ENSH pour leurs contributions à ma formation d'ingénieur d'état en hydraulique.

Mes remerciements vont également à : ma mère, mon père, mes frères et mes sœurs.

Enfin, je tiens également à remercier toutes les personnes qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

ABDELKRIM OUSSAMA

Dédicace

Je dédie ce modeste travail avec une grande joie à celle à qui m'as arrosé de tendresse et d'espoir, à la source d'amour qui ne se termine jamais, à la mère des sentiments fragiles qui m'a béni et éclairé la route avec ses prières... Tout simplement à toi ma

MAMAN...JE T'AI ME.

Je dédie ce travail à mon cher père, l'œil attentif, qui a toujours été à mes côtés pour me soutenir et m'encourager, merci infiniment.

A mes chères sœurs et mes frères, sans oublier ma nièce RAZANE.

Et bien sûr mes amis en citant : Walid, Cherif, Toufik, Anis et Seddik ainsi qu'à tous qui connaissent ma personne de près ou de loin.

ABDELKRIM OUSSAMA

المخلص

تتمثل نهاية اطروحة الدراسة في دراسة امدادات مياه الشرب للقطب الحضري الجديد رقم 36 لبلدية واد فالي بولاية تيزي وزو.

الغرض من هذه الدراسة هو تحديد حجم شبكة التوزيع و الجمع لتلبية الاحتياجات المائية للسكان. لتحقيق هذا الهدف اتبعنا العديد من العمليات اولا قدمنا منطقة الدراسة ثم شرعنا في تقدير الاحتياجات المائية للتكامل. نقوم ايضا بتصميم هياكل التخزين المختلفة لتلبية الاحتياجات المائية اليومية. بعد ذلك تم اجراء دراسة فنية اقتصادية لحجم انبوب الامداد بالاضافة الى تحديد المعلمات الهيدروليكية لمحطة الضخ و من اجل حماية انبوب التصريف من ظاهرة اللمطرقة المائية تم توفير خزان هواء لمحطة الضخ. ثم تم تحديد حجم شبكة التوزيع لضمان الامداد المستمر بمياه الشرب في ظل ظروف مناسبة. اخيرا في عملنا سنناقش منهجية انشاء المشروع وفتحته و الوسائل المختلفة المستخدمة لتنفيذه.

Résumé

Notre mémoire de fin d'étude consiste à étudier l'alimentation en eau potable du nouveau pôle urbain (PU36) de la commune d'Oued Falli de la wilaya de Tizi Ouzou.

Cette étude a pour objet de dimensionner le réseau de distribution et l'adduction pour satisfaire les besoins en eau de la population.

Pour atteindre cet objectif, on a suivi plusieurs processus, d'abord on a présenté la zone d'étude puis on a procédé à l'estimation des besoins en eau de l'agglomération. Nous concevons également les divers ouvrages de stockage pour répondre aux besoins quotidiens en eau. En suite une étude technico-économique à été faite pour dimensionner la conduite d'adduction, En outre on a déterminé les paramètres hydrauliques de la station de pompage, et dans le but de protéger la conduite de refoulement contre le phénomène du coup de bélier on a prévu un réservoir d'air pour la station de pompage. Après on a dimensionner le réseau de distribution afin d'assurer une fourniture continue d'eau potable dans les conditions adéquates. Enfin dans notre travail, nous aborderons la méthodologie de mise en oeuvre du projet et les différents moyens déployés pour son exécution.

Abstract

Our end of study thesis consists in studying the drinking water supply of the new urban pole (PU 36) of the municipality of Oued Falli of the wilaya of Tizi Ouzou.

The purpose of this study is to size the distribution network and the adduction to meet the water needs of the population. To achieve this objective, several processes were followed, first the study area was presented and then the estimate of the agglomeration water needs was made. We also design the various storage structures to meet the daily water needs following a technical-economic study was made to size the supply pipe in addition we determined the hydraulic parameters of the pumping station and with aim of protect the discharge pipe against the water hammer phenomenon an air tank has been provided for the pumping station . After we have sized the distribution network in order to ensure a continuous supply of drinking water under suitable conditions. Finally, in our work, we will discuss the methodology for implementing the project and the various means deployed for its execution.

Sommaire

Chapitre I: Présentation de la zone d'étude

I.1.	Introduction :	2
I.2.	Présentation du site :	2
I.3.	Situation géographique :	2
I.4.	Situation climatologique :	3
I.5.	Situation hydrographique :	5
I.6.	Situation hydraulique :	5
I.7.	Situation géologique :	5
I.8.	Conclusion :	6

Chapitre II: Evaluation des besoins en eau

II.1.	Introduction :	7
II.2.	Estimation de la population future :	7
II.3.	Estimation des besoins en eau potable :	7
II.3.1.	La consommation moyenne journalière ($Q_{moy j}$):	8
II.3.2.	Besoins en eau potable des équipements :	9
II.3.3.	Débit moyen journalière total :	11
II.4.	Variation des débits de consommation dans le temps : [SALAH, 1993].	12
II.5.	Coefficient d'irrégularité : [SALAH, 1993].	12
II.5.1.	Coefficient d'irrégularité maximale (K_{maxj}) :	12
II.5.2.	Coefficient d'irrégularité minimale ($K_{min j}$) :	13
II.5.3.	Récapitulation des variations journalière de la consommation :	13
II.6.	Variation de la consommation horaire :	14
II.6.1.	Débit moyen horaire :	14
II.6.2.	Débit maximum horaire :	14
II.6.3.	Débit minimum horaire :	15
II.7.	Conclusion :	20

Chapitre III: Etude des réservoirs

III.1. Introduction :	21
III.2. Utilité des réservoirs :	21
III.3. Caractéristiques des réservoirs :	21
III.4. Classification des réservoirs :	21
III.5. Choix du type de réservoir :	22
III.6. Emplacement des réservoirs :	22
III.7. Equipements des réservoirs :	23
III.7.1. Conduite d'arrivée ou d'alimentation :	23
III.7.2. Conduite de départ ou de distribution :	24
III.7.3. Conduite de trop-plein :	25
III.7.4. Conduite de vidange :	25
III.7.5. Conduite by-pass :	26
III.8. Matérialisation de la réserve d'incendie :	26
III.9. Hygiène et sécurité :	26
III.10. Capacités des réservoirs :	27
III.10.1. La méthode analytique :	28
III.10.2. Méthode graphique :	29
III.11. Dimensionnement des réservoirs :	30
III.11.1. Forme et dimension de réservoir projeté :	31
III.12. Conclusion :	33

Chapitre IV: Etude d'adduction

IV.1. Introduction :	34
IV.2. Types d'adduction :	34
IV.2.1. Adduction gravitaire :	34
IV.2.2. Adduction par refoulement :	34
IV.2.3. Adduction mixte :	34

IV.3. Critère de choix du tracé :	34
IV.4. Choix du type des conduites :	35
IV.4.1. Critères techniques :	36
IV.4.2. Critères économiques :	36
IV.5. Dimensionnement de l'adduction :	37
IV.5.1. Adduction gravitaire :	37
IV.5.2. Adduction par refoulement :	38
IV.5.3. Application de la méthode de détermination du diamètre économique :	43
IV.6. Conclusion :	47

Chapitre V: Etude de pompage

V.1. Introduction :	49
V.2. Choix du type de pompe :	49
V.3. Choix du nombre de pompe :	49
V.4. Choix de l'emplacement de la station de pompage :	49
V.5. Couplage des pompes :	50
V.6. Disposition et installation d'une pompe centrifuge :	51
V.7. Caractéristiques hydrauliques d'une pompe centrifuge :	51
V.8. Courbes caractéristiques des pompes :	52
V.8.1. Courbes caractéristiques des pompes centrifuges :	52
V.8.2. Courbe caractéristique de la conduite :	53
V.9. Point de fonctionnement :	54
V.10. Modes de réglage :	55
V.10.1. Débit disponible > Débit appelé.....	55
V.10.2. Débit disponible < Débit appelé :	57
V.11. Dimensionnement de la bache de reprise de la station de pompage (SP) :	57
V.11.1. Bache de la station de pompage (SP) :	57
V.11.2. Dimension de la bache d'eau :	58

V.11.3. La hauteur de la réserve d'incendie :	58
V.12. Calcul des paramètres de la station de pompage :	58
V.13. Etude de cavitation :	64
V.13.1. Définition de la cavitation :	64
V.13.2. Les effets de la cavitation :	64
V.13.3. La hauteur d'aspiration admissible :	64
V.13.4. Calage de la pompe :	65
V.13.5. Refoulement SP-Réservoir :	66
V.14. Consigne d'exploitation :	66
V.15. Conclusion :	67

Chapitre VI: Protection de la conduite contre le coup de bélier

VI.1. Introduction :	68
VI.2. Les causes du coup de bélier :	68
VI.3. Les risques dus au coup de bélier :	68
VI.4. Description des phénomènes physiques :	69
VI.4.1. Première phase :	69
VI.4.2. Deuxième phase :	69
VI.4.3. Troisième phase :	69
VI.4.4. Quatrième phase :	70
VI.5. Moyen de protection contre le coup de bélier :	70
VI.6. Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier :	72
VI.7. Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier :	74
VI.8. Calcul du volume du réservoir d'air :	78
VI.9. Installation du réservoir d'air :	79
VI.10. Conclusion :	79

Chapitre VII: Réseau de distribution

VII.1. Introduction :	80
-----------------------	----

VII.2. Classification des réseaux :	80
VII.3. Principe de tracé du tracé :	81
VII.4. Choix du type de matériau :	81
VII.5. Calcul hydraulique du réseau de distribution :	82
VII.5.1. Détermination des débits du réseau :	82
VII.6. Calcul des différents débits du réseau :	83
VII.6.1. Cas de pointe :	83
VII.6.2. Cas de pointe + incendie :	86
VII.7. Calcul hydraulique du réseau de distribution :	88
VII.7.1. Méthode de calcul :	88
VII.7.2. Principe de la méthode de HARDY-CROSS :	89
VII.8. Calcul de réseau :	91
VII.8.1. Présentation du logiciel EPANET :	91
VII.8.2. Etapes d'utilisation du logiciel EPANET :	91
VII.8.3. Répartition définitive des débits et des pressions :	91
VII.9. Interprétation des résultats :	101
VII.10. Conclusion :	101

Chapitre VIII: Pose de canalisation et accessoires

VIII.1. Introduction :	102
VIII.2. Pose de canalisations :	102
VIII.2.1. Le principe de pose de canalisations :	102
VIII.2.2. Différents types de pose de canalisations :	104
VIII.2.3. Stabilisation des conduites :	108
VIII.3. Appareils et accessoires :	109
VIII.3.1. Robinet vannes :	109
VIII.3.2. Organes de mesures :	112
VIII.3.3. Les pièces spéciales de raccordements :	113

VIII.4. Conclusion :	114
----------------------	-----

Chapitre IX: Organisation de chantier

IX.1. Introduction :	115
IX.2. Les différents travaux à entreprendre :	115
IX.2.1. Travaux concernant l'adduction et le réseau de distribution :	115
IX.2.2. Travaux concernant la station de pompage :	116
IX.2.3. Travaux concernant le réservoir :	117
IX.3. Définitions des engins de terrassement utilisés :	117
IX.3.1. Pelle hydraulique :	118
IX.3.2. Bulldozer :	118
IX.3.3. Chargeur :	119
IX.3.4. Compacteur (vibrateur de sol) :	120
IX.4. Calcul des volumes des travaux de l'adduction et de distribution :	120
IX.4.1. Enlèvement de la couche végétale :	120
IX.4.2. Déblais d'excavation :	121
IX.4.3. Largeur de la tranchée :	121
IX.4.4. La profondeur de la tranchée :	121
IX.4.5. Lit de sable :	122
IX.4.6. Volume de la conduite :	122
IX.4.7. Remblais compactés :	122
IX.4.8. Calcul du volume de terre à évacuer :	123
IX.4.9. Devis des différents travaux :	124
IX.5. Calcul du volume des travaux de la station de pompage :	127
IX.5.1. Les volumes :	127
IX.6. Calcul du volume des travaux des réservoirs :	130
IX.6.1. Réservoirs de stockage :	130
IX.6.2. Bâche d'eau :	134

IX.7. Planification des travaux :	138
IX.7.1. Les différentes taches de réalisation :	138
IX.7.2. La planification des taches par la méthode (CPM) :	141
IX.8. Protection et sécurité du travail :	144
IX.8.1. Causes des accidents de travail dans un chantier hydraulique :	144
IX.8.2. Liste des conditions dangereuses :	144
IX.8.3. Liste des actions dangereuses :	145
IX.8.4. Mesures préventives pour éviter les causes des accidents :	145
IX.9. Conclusion :	146
Conclusion générale	

Liste des tableaux

Tableau I-1 : Précipitation moyenne mensuelle.....	4
Tableau II-1 : Evaluation de la population.	7
Tableau II-2: Détermination des besoins domestiques.	8
Tableau II-3 : Détermination des besoins scolaire.....	9
Tableau II-4: Détermination des besoins socioculturels.....	9
Tableau II-5: Détermination des besoins administratifs	10
Tableau II-6 : Détermination des besoins sanitaires.....	10
Tableau II-7: Besoins totaux des équipements.	11
Tableau II-8: Besoins totaux en eau.....	12
Tableau II-9: Consommation maximale et minimale journalière.	14
Tableau II-10: β_{max} en fonction du nombre d'habitation.....	15
Tableau II-11: β_{min} en fonction du nombre d'habitants	16
Tableau II-12: Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants.....	17
Tableau II-13: Détermination de la variation des débits horaires.....	18
Tableau III-1: calcul de la capacité du réservoir d'alimentation.	30
Tableau III-2: Les dimensions de réservoir projeter.....	33
Tableau IV-1: Coefficients K' , m , β pour différents types du tuyau.....	38
Tableau IV-2: Les données nécessaires de l'adduction.	44
Tableau IV-3: Calcul HMT du tronçon (SP-R)	44
Tableau IV-4: Frais d'exploitation (SP-R)	45
Tableau IV-5: Frais d'amortissement (SP-R)	45
Tableau IV-6: Bilan du tronçon (SP-R).	46
Tableau IV-7: Caractéristique du tronçon (SP-R).	47
Tableau V-1 : Récapitulatif SP.	59
Tableau V-2: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre (SP).	59
Tableau V-3: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement SP-Réservoir	61
Tableau V-4 : Pression atmosphérique en fonction de la côte.....	65
Tableau V-5: Pression de vapeur en fonction de la température.	65
Tableau VI-1: Les données de base de la SP.	78
Tableau VI-2: Calcul de volume de réservoir d'air	79
Tableau VII-1: calcul des débits nodaux (cas de pointe).....	84
Tableau VII-2: calcul des débits nodaux (cas de pointe + incendie).....	86

Tableau VII-3: Etat des nœuds du réseau cas de pointe sans régulateur de pression.	93
Tableau VII-4: Etat des nœuds du réseau en cas de pointe avec le régulateur de pression.	95
Tableau VII-5: Etat des arcs du réseau en cas de pointe avec le régulateur de pression.	96
Tableau VII-6 : Etat des nœuds du réseau en cas de pointe + incendie.	99
Tableau VII-7: Etat des arcs du réseau en cas de pointe + incendie.	100
Tableau IX-1: Calcul des volumes pour l'adduction.	123
Tableau IX-2: Calcul des volumes pour le réseau de distribution	123
Tableau IX-3: Devis estimatif des travaux d'adduction.	124
Tableau IX-4: Devis estimatif de la fourniture et de pose des conduites d'adduction.	125
Tableau IX-5: Devis estimatif des travaux du réseau de distribution.	125
Tableau IX-6: Devis estimatif de la fourniture et de pose des conduites du réseau de distribution. .	126
Tableau IX-7: Récapitulation des dimensions du bâtiment de la station de pompage.	127
Tableau IX-8: Volume du béton armé.	128
Tableau IX-9: Devis estimatif des travaux de la station de pompage.	129
Tableau IX-10: Calcul du volume du béton armé.	132
Tableau IX-11: Volume du béton armé de la chambre de manœuvre.	133
Tableau IX-12: Devis quantitatif et estimatif des réservoirs.	137
Tableau IX-13: Récapitulatif du devis estimatif du projet.	137
Tableau IX-14: Durée des travaux pour la station de pompage.	139
Tableau IX-15: Temps de réalisation des opérations de la bêche d'aspiration.	139
Tableau IX-16: Durée des travaux pour les réservoirs.	140
Tableau IX-17: Durée des travaux pour l'adduction et le réseau de distribution.	141
Tableau IX-18: Taches qui précèdent et succèdent pour chaque opération de la station de pompage	142
Tableau IX-19: Taches qui précèdent et succèdent pour chaque opération du réservoir.	143

Liste des figures

Figure I-1: Situation à l'échelle communale (Source DRE Tizi Ouzou).....	2
Figure I-2: Délimitation de la zone d'étude.	3
Figure I-3: Histogramme des variations moyennes mensuelles de la précipitation.	4
Figure II-1: Le graphe de la consommation horaire.	19
Figure II-2: La courbe intégrale de la consommation.	19
Figure III-1: Conduite d'arrivée par le haut.	23
Figure III-2 : Conduite d'arrivée par le bas.	24

Figure III-3: Conduite de départ.	25
Figure III-4 : Conduite de vidange et de trop-plein.	26
Figure III-5 : Schéma explicatif des équipements dans un réservoir.	27
Figure III-6: Courbe apport – consommation.	29
Figure IV-1 : Courbe d'optimisation du tronçon (SP-R).	46
Figure V-1 : Couplage de deux pompes en parallèle.	50
Figure V-2: Couplage de deux pompes en série.	51
Figure V-3: Les courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge.	53
Figure V-4: point de fonctionnement d'une pompe.	54
Figure V-5 : La courbe caractéristique de la conduite SP-Réservoir.	61
Figure V-6: Vue en plan du bâtiment de la stations de pompage.	63
Figure VI-1: Étapes d'un cycle de variation de pression.	70
Figure VI-2: Réservoir d'air.	74
Figure VI-3: Principe de fonctionnement d'un réservoir d'air.	75
Figure VII-1: Résultats de la simulation sans régulateur de pression cas de pointe.	92
Figure VII-2: Résultats de la simulation avec régulateur de pression cas de pointe.	94
Figure VII-3: Résultats de la simulation avec régulateur de pression cas de pointe + incendie.	98
Figure VIII-1: Schéma d'une tranchée.	104
Figure VIII-2: Pose de canalisation en pente (guide de pose des canalisations, STRPE).	105
Figure VIII-3: Pose de canalisation dans un terrain peu consistant (guide de pose des canalisations, STRPE).	105
Figure VIII-4 : Pose de canalisation en galerie (guide de pose des canalisations, STRPE).	106
Figure VIII-5: Traversée d'une route au moyen d'une gaine.	107
Figure VIII-6: Traversée d'une route au moyen d'enrobage dans le béton.	107
Figure VIII-7: Pose de canalisation à la traversée d'une rivière.	108
Figure VIII-8: quelques types de butées.	108
Figure VIII-9: Robinet vanne à opercule.	109
Figure VIII-10: vanne papillon.	110
Figure VIII-11: Clapet anti retour.	111
Figure VIII-12: ventouse.	111
Figure VIII-13 : Régulateur de pression.	112
Figure VIII-14 : Débitmètre électromagnétique.	113
Figure VIII-15: différents types des débitmètres.	113

Figure IX-1: organigramme représente les taches usuelles dans un réseau d'eau potable.	115
Figure IX-2: Pelle hydraulique.	118
Figure IX-3: Bulldozer.....	119
Figure IX-4: Chargeur.....	119
Figure IX-5: Compacteur.....	120
Figure IX-6 : Le réseau à nœud de la station de pompage.....	142
Figure IX-7: Le réseau à nœud du réservoir.	143
Figure IX-8: Equipements de protection individuelle.	145

Listes des planches

Planche 01 : Plan de masse de la ville Plus le réseau projeté et la conduite d'adduction.

Planche 02 : Profil en long de la conduite d'adduction.

Planche 03 : Profil en long de la conduite principale du réseau

Planche 04 : Plan de détails des nœuds du réseau.



Introduction générale

Introduction générale

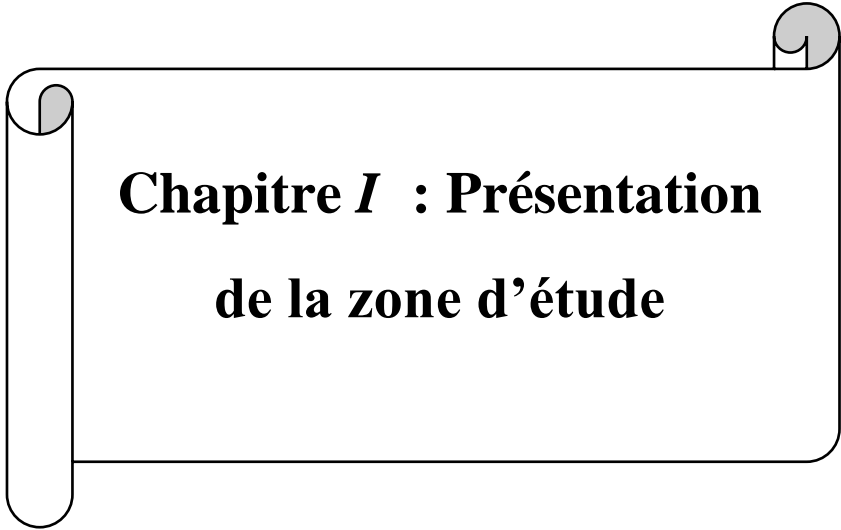
Le développement d'une région dans tous les domaines dépend essentiellement du développement du secteur de l'hydraulique, celui-ci étant lié à toutes les branches de l'économie.

On l'appelle aujourd'hui « l'or bleu », c'est un besoin fondamental, irremplaçable et chaque être humain a le droit à l'eau salubre. Mais pour près d'un milliard de personnes, cette promesse n'est pas encore tenue, ils vivent sans eau potable, la terre connaît une véritable crise d'eau. Parmi les pays qui sont touchés par cette problématique, l'Algérie, ses ressources conventionnelles en eau étaient insuffisantes pour subvenir aux besoins de la population, ce qui a incité les autorités à chercher d'autres ressources pour garantir l'alimentation en eau potable de la population.

Dans ce contexte s'inscrit le sujet de notre mémoire de fin d'étude, il s'agit de l'étude du système d'alimentation en eau potable du nouveau pôle urbain numéro 36 (PU 36) de la commune d'Oued Falli (Wilaya de Tizi Ouzou afin de répondre confortablement aux besoins à notre horizon d'étude 2051.

Notre objectif est de satisfaire quantitativement et qualitativement les besoins en eau des consommateurs que ce soit à court ou à long terme. Il s'agit donc de mettre à la disposition des citoyens ruraux un réseau de distribution de haute qualité qui est fiable et assure un approvisionnement continu en eau potable, à une pression appropriée. Avec des réservoirs équilibrent la pression et permettent de répondre aux pointes de consommation, et d'assurer la protection contre les incendies sans causer de rétention indue de l'eau.

Afin de mener bien notre étude, nous l'avons subdivisé en neuf chapitres. Nous procédons en premier lieu aux études préliminaires pour aborder en second lieu le dimensionnement du réseau d'alimentations, avec l'usage du logiciel EPANET en guise de support. Nous terminons par la pose de canalisation, la protection et sécurité de travail et l'organisation de chantier.



**Chapitre *I* : Présentation
de la zone d'étude**

Chapitre I: Présentation de la zone d'étude

I.1. Introduction

Avant de réaliser n'importe quel projet d'alimentation en eau potable, l'étude du site est nécessaire pour connaître les caractéristiques physiques du lieu et les facteurs qui influent sur le projet.

La reconnaissance de la zone d'étude nous permettra aussi de prendre les dispositions indispensables à la réalisation du projet.

I.2. Présentation du site

La ville de Tizi Ouzou, à l'instar de la majorité des villes algériennes, a connu après l'indépendance une très forte croissance urbaine et pour faire face à cette croissance, Le PDAU a prévu la création d'un nouveau pôle urbain, située à Oued Falli dans le côté sud-Ouest de la ville de Tizi Ouzou. Elle recevra une population estimée à 52 591 habitants, accueillant 7513 logements et des établissements publics (sanitaires, scolaires, administratifs ...).

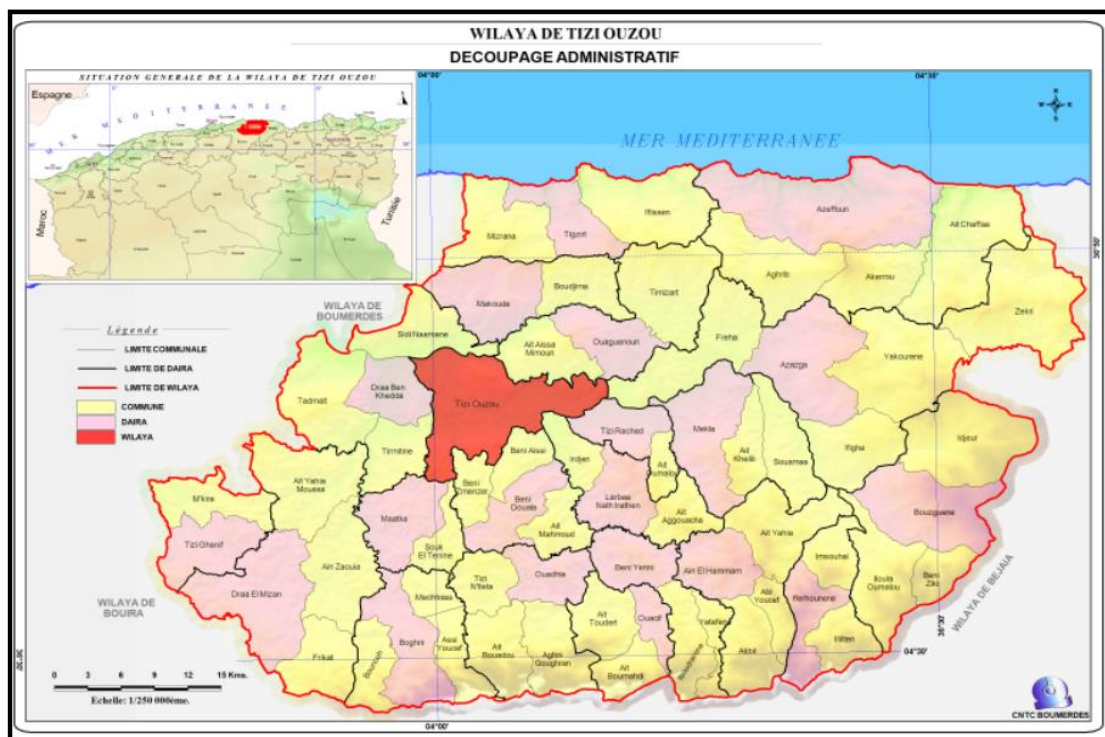


Figure I-1: Situation à l'échelle communale (Source DRE Tizi Ouzou)

I.3. Situation géographique

Le nouveau pôle urbaine (PU 36) est situé à cinq (05) kilomètres de centre-ville de Tizi Ouzou, ce dernier couvre une superficie de 99.84 Ha. L'accès à la zone d'étude se fait principalement au Nord

par le chemin de wilaya (CW128) et à l'Est par la voie du lotissement Sud-Ouest qui relie la zone d'étude à la ville de Tizi Ouzo.

Le nouveau pôle est limité par :

- La commune de Tizi Ouzou au Nord et à l'Est.
- Au Sud par la route nationale numéro 12 (RN 12).
- Au Sud-ouest par le chef-lieu Oued Falli.
- A l'Ouest par le pôle d'excellence de la commune de Boukhalfa.

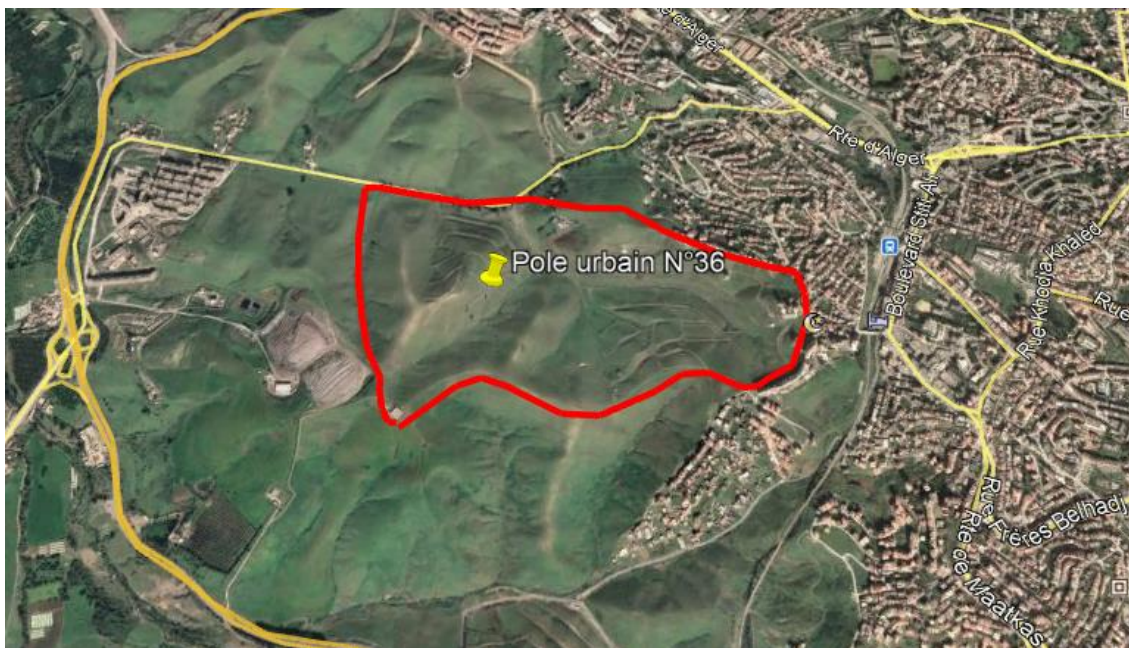


Figure I-2: Délimitation de la zone d'étude.

I.4. Situation climatologique

I.4.1.1) Le climat

La région d'étude est caractérisée par un climat méditerranéen divisé en deux saisons, un hiver froid et humide allant de novembre à mai, au cours de cette période de l'année la température minimale est de 7°C, et un été chaud et sec, la saison sèche est caractérisée par une longue période de sécheresse qui peut durer de trois à quatre mois, la température maximale de cette période est de 36°C.

I.4.1.2) La pluviométrie

Les précipitations moyennes annuelles dans cette région est irrégulière, varient entre 400 et 900 mm.

Le tableau (I -1) donne la répartition mensuelle moyenne des précipitations.

Tableau I-1 : Précipitation moyenne mensuelle.

Mois	sep	oct	nov	déc	jan	fév	mar	avr	mai	jui	juil	août	Total
Pluie(mm)	42	82	83	115	96	85	72	72	38	24	6	9	724

Source : (ANRH) Blida.

Le tableau précédent est représenté sous forme d'histogramme dans la figure suivante :

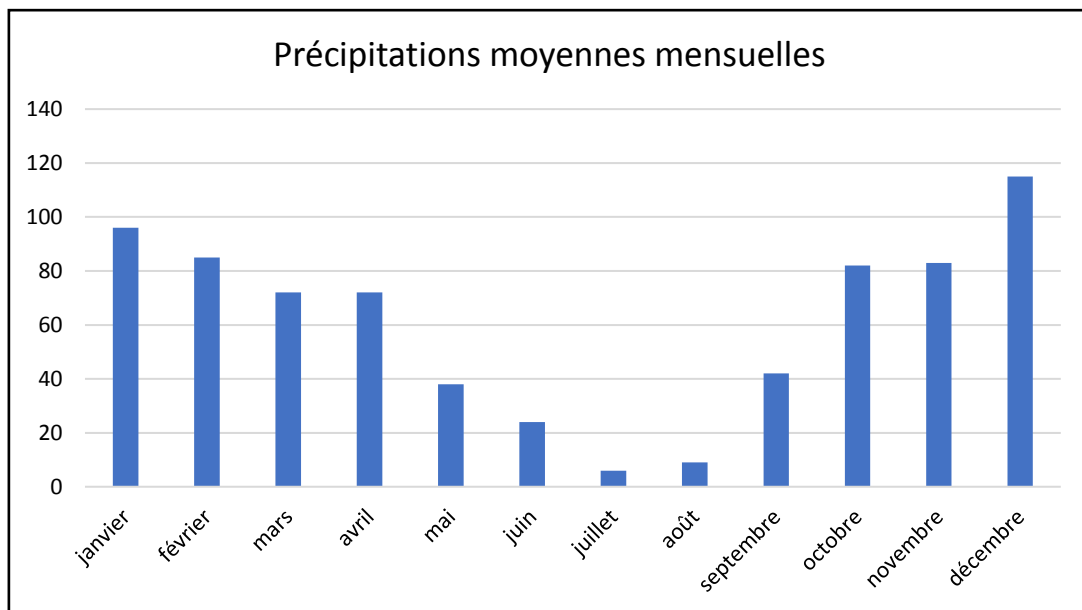


Figure I-3: Histogramme des variations moyennes mensuelles de la précipitation.

- **Autres facteurs climatiques**

La grêle : Elle est fréquente pendant la saison hivernale (Décembre, Janvier, Février).

Le vent : Le vent est l'un des éléments le plus caractéristique du climat. La sensation de la chaleur que nous éprouvons dépend dans une large mesure de sa force.

La direction moyenne annuelle des vents est celle de l'Ouest (W) et du Nord-Ouest (NW) avec des fréquences secondaires de l'Est.

Le sirocco : Vent chaud et sec provenant du Sud, il est fréquent pendant la période estivale.

I.5. Situation hydrographique

La zone d'étude est traversée par un réseau de ruissellement, ces eaux naissent à partir de la ligne de crête qui fait la limite Sud, toutes ces eaux sont charriées par un cours d'eau rejoignant l'oued Sebt à l'Ouest.

I.6. Situation hydraulique

Le nouveau pôle urbain (PU 36) de la ville d'Oued Falli va être alimenté en eau potable à partir d'un réservoir circulaire d'une capacité de 2000 m³ qui se situe sur une cote de 194 m, et qui reçoit les eaux du point de piquage au niveau de la conduite de transfert (SPET) à l'aide d'une station de pompage qui refoule l'eau vers ce dernier. La station de pompage est raccordée avec le réservoir par une conduite d'adduction sur un linéaire de 890 m.

I.7. Situation géologique

La géologie étudie la nature du sol, qui détermine le mode de réalisation des tranchées et les engins à utiliser.

Le périmètre d'étude est formé d'un seul type de terrain, ce sont les terrains sédimentaires d'âge tertiaire constitués essentiellement de marnes, ces dernières occupent pratiquement toute la zone, elles sont sensibles en présence des eaux, et constituent le lieu privilégié des mouvements de terrain.

La zone d'étude est confrontée à une multitude de risques et d'aléas naturels, entre autres :

- La sismicité.
- Les mouvements de terrain.
- Les inondations.

I.7.1.1) Sismicité

Le périmètre d'étude se trouve dans la zone territoriale où l'intensité sismique n'est pas négligeable, il peut donc subir des désordres car une petite secousse peut déclencher un glissement au niveau des terrains marneux, du fait de leur aspect lithologique (terrain tendre : argiles et marnes) et morphologique (pentes élevées). Par conséquent, il faut prendre en considération ce facteur sismique afin de cerner ces risques (se référer aux RPA pour la réalisation et la conception de tout projet).

I.7.1.2) Les mouvements de terrain

Différents paramètres (naturels, humains) peuvent intervenir dans la formation des mouvements de terrain.

Le substrat est très altérable à la surface et pour cette raison, on a pu observer certains indices de mouvements de terrains "glissements, ravinements...".

Des mouvements de terrain sont liés au phénomène de "retrait" qui se manifeste dans le type du sol de la zone d'étude, qui est lié aux variations en eau du terrain d'où la fissuration du sol lors des périodes de sécheresse.

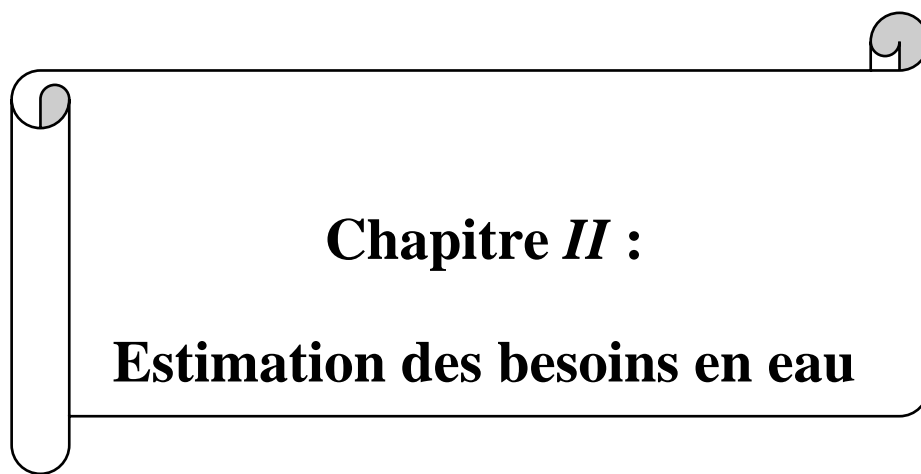
A l'inverse, un nouvel apport d'eau dans ces terrains produit un phénomène de gonflement, qui s'agit d'une action qui provoque une dégradation dans les propriétés chimiques et géotechniques des formations.

I.7.1.3) Les inondations

Une zone probablement inondable, se situe le long du CW128 lors des périodes des crues.

I.8. Conclusion

Dans ce premier chapitre, on a présenté les caractéristiques du lieu et les facteurs qui influent sur la conception du projet, 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 estimation en eau dépend de plusieurs facteurs essentiels (l'augmentation de la population, équipements sanitaires, niveau de vie de la population ...). Elle diffère aussi d'une période à une autre et d'une agglomération à une autre.

Le but de ce chapitre est de déterminer les besoins en eau des différentes catégories de consommateur.

II.2. Estimation de la population future

D'après l'étude sociodémographique approuvée lors de précédente phase, l'aire d'étude peut accueillir 52591 habitants, avec un TOL de 7 personnes par logement.

On a 7513 logements et le taux d'occupation est Cinq (07) personnes par logements :

$$P = 7513 \times 7 = 52591 \text{ habitants.}$$

Tableau II-1 : Evaluation de la population.

Zone	Nombre de logements	Taux d'occupation (personnes)	La population (habitants)
Pôle urbain N :36	7513	7	52591

II.3. Estimation des besoins en eau potable

On sait que les besoins d'une agglomération ne sont pas constants, mais ils dépendent du mode de vie de la population et son nombre des habitants, et changent d'une année à une autre, d'un mois à un autre, et aussi d'une heure à une autre.

A cet égard, la projection d'un réseau d'alimentation en eau potable qui consiste à satisfaire à chaque instant les besoins domestiques et industrielles, doit répondre aux perspectives d'aménagement proposé.

❖ La dotation

La quantité d'eau nécessaire pour l'alimentation d'une agglomération est généralement évaluée en litre par habitant et par 24 heures.

Cette quantité d'eau s'appelle la norme de consommation (la dotation) c'est-à-dire la norme moyenne journalière de la consommation en litre par jour et par usager qui dépend de certains critères dont les principaux sont :

- Le niveau de vie de la population.
- Le nombre d'habitants.
- Le développement urbain de la ville.
- Ressources existantes.

Cette quantité diffère aussi d'une période à une autre et d'une agglomération à une autre.

La dotation pour notre cas est prise égale à : **180 l/j/hab.**

II.3.1. La consommation moyenne journalière ($Q_{moy j}$)

Les consommations ne sont pas uniformément réparties dans le temps, on distingue :

- 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.

La consommation moyenne journalière domestique est déterminée par la formule suivante :

$$Q_{dom} = \sum_i^n \frac{N_i * D_i}{1000} \dots\dots\dots (II-2)$$

Q_{dom} : la consommation domestique moyenne journalière en m^3/j .

N_i : nombre d'habitants.

D_i : la dotation moyenne journalière en L/j.

Donc les besoins domestiques sont représentés dans le tableau II.2.

Tableau II-3: Détermination des besoins domestiques.

Année	Nombre d'habitation	Dotation moyenne (l/j/hab.)	Consommation moyenne journalière (m^3/j)
2051	52591	180	9466.38

II.3.2. Besoins en eau potable des équipements

- **Besoins en eau scolaires**

Les résultats de l'évaluation des besoins scolaires sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau II-4 : Détermination des besoins scolaire.

Equipement	Nombre	Dotation(L/j/unité)	Capacité	Unité	Q_{moyj} (m ³ /j)
Ecole primaire	5	10	3000	Élève	30
CEM	3	10	2000	Élève	20
Lycée	2	10	1200	Élève	12
TOTAL					62

Source : APC de Tizi Ouzou.

- **Besoins en eau socioculturels**

Tableau II-5: Détermination des besoins socioculturels.

Equipement	Nombre	Unité	Capacité	Dotation (L/j/unité)	Q_{moyj} (m ³ /j)
Mosquée	2	Fidèle	1000	20	20
Bibliothèque	1	Adhérent	120	15	1.8
Maison de jeune	1	Adhérent	100	15	1.5
Salle O.M.S	1	Vestiaire	20	25	0.5
Espace vert	/	m ²	5740	5	28.7
Marché	1	m ²	800	5	4
TOTAL					56.5

Source : APC de Tizi Ouzou.

- **Besoins en eau administratifs**

Tableau II-6: Détermination des besoins administratifs

Equipements	Nombre	Unité	Capacité	Dotation (L/j/unité)	$Q_{moyj}(m^3/j)$
Siège Sonelgaz	1	Employer	40	15	0.6
ADE	1	Employer	30	15	0.45
Algérie télécom	1	Employer	35	15	0.525
Annexe APC	1	Employer	30	15	0.45
PTT	1	Employer	25	15	0.375
Police	1	Employer	40	50	2
Gendarmerie	1	Employer	60	50	3
TOTAL					7.4

Source : APC de Tizi Ouzou.

- **Besoins en eau sanitaires**

Tableau II-7 : Détermination des besoins sanitaires.

Equipements	Nombre	Dotation (L/j/unité)	Capacité	Unité	Q_{moyj} (m^3/j)
Maternité de 60 lits	1	500	60	Lits	30
Polyclinique	1	15	120	Malade	1.8
Salle de soins	2	15	80	Malade	1.2
TOTAL					33

Source : APC de Tizi Ouzou.

Donc les besoins en eau des équipements sont donnés par le tableau suivant :

Tableau II-8: Besoins totaux des équipements.

Type de besoins	Consommation moyenne journalière (m ³ /j)
Scolaires	62
Socioculturels	56.5
Administratifs	7.4
Sanitaires	33
TOTAL	158.9

Il faut prendre en compte les fuites et les pertes, donc on adopte une majoration de 15 %.

$$Q_{fuite} = 0.15 * (Q_{dom} + Q_{\acute{e}qui}) \dots\dots\dots(II-2)$$

Q_{fuite} : Débit des fuites (m³/j).

$Q_{\acute{e}qui}$: Débit domestique (m³/j).

$Q_{\acute{e}qui}$: Débit des équipements (m³/j).

II.3.3.Débit moyen journalière total

Après l'étude détaillées des différents besoins, on peut calculer le débit moyen journalier qui alimente le nouveau pôle.

Le débit moyen journalière est donné par :

$$Q_{moyj} = Q_{dom} + Q_{\acute{e}qui} + Q_{fuite} \dots\dots\dots(II-3)$$

Q_{moyj} : Débit moyen journalière (m³/j).

$Q_{\acute{e}qui}$: Débit domestique (m³/j).

$Q_{\acute{e}qui}$: Débit des équipements (m³/j).

Q_{fuite} : Débit des fuites (m³/j).

Les besoins totaux en eau sont donnés par le tableau ci-dessous :

Tableau II-9: Besoins totaux en eau.

Type de besoins	Consommation moyenne journalière (m ³ /j)
Domestiques	9466.38
Scolaires	62
Socioculturels	56.5
Administratifs	7.4
Sanitaires	33
Débit de fuite	1443.79
TOTAL	11069.07

La consommation moyenne journalière totale de notre zone à l'horizon d'étude est égale à :

$$Q_{moyj} = 11069.07 \text{ m}^3/\text{j}.$$

II.4. Variation des débits de consommation dans le temps

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 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.5. Coefficient d'irrégularité

II.5.1. Coefficient d'irrégularité maximale (K_{maxj})

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

$$K_{maxj} = \frac{Q_{maxj}}{Q_{moyj}} \dots\dots\dots(II-4)$$

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

Avec :

Q_{maxj} : Débit de consommation maximum journalier.

Q_{moyj} : Débit de consommation moyen journalier.

K_{maxj} : est varié entre (1.1 et 1.3).

- Pour notre cas on prend $K_{maxj}= 1.3$

Ce coefficient nous indique de combien de fois le débit maximum journalière Q_{maxj} dépasse le débit moyen journalier Q_{moyj} .

II.5.2. Coefficient d'irrégularité minimale (K_{minj})

Ce coefficient nous indique de combien de fois la consommation minimale est inférieure à la consommation moyenne.

Ce coefficient est donné par le rapport suivant :

$$K_{minj} = \frac{Q_{minj}}{Q_{moyj}} \dots\dots\dots(II-5)$$

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum journalier.

Q_{minj} : Débit de consommation minimum journalier.

Q_{moyj} : Débit de consommation moyen journalier.

K_{minj} : est varié entre (0.7 et 0.9).

- Pour notre cas on prend $K_{minj}=0.8$

II.5.3.Récapitulation des variations journalière de la consommation

Les résultats de calcul des différents débits de consommation moyenne, maximale et minimale journalières sont représentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau II-10: Consommation maximale et minimale journalière.

Horizon	$Q_{moy j}$		$K_{max j}$	$Q_{max j}$		$K_{min j}$	$Q_{min j}$	
	m ³ /j	L/s		m ³ /j	L/s		m ³ /j	L/s
2051	11069.07	128.11	1.3	14389.79	166.54	0.8	8855.256	102.48

II.6. Variation de la consommation horaire

La consommation d'eau varie durant la journée, elle est faible pendant certaines heures et très importante dans d'autres.

Cette consommation horaire dépend généralement du mode de vie et des habitudes de la population.

Pour la vérification des calculs des débits horaires on utilise deux méthodes.

❖ 1^{ère} méthode

Cette méthode consiste à déterminer le débit moyen horaire, après on détermine les débits horaires maximum et minimum.

II.6.1. Débit moyen horaire

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante :

$$Q_{moy h} = \frac{Q_{max j}}{24} \dots\dots\dots(II-6)$$

Avec :

$Q_{moy h}$: Débit moyen horaire en m³/h.

$Q_{max j}$: Débit maximum journalier en m³/h.

Donc :

$$Q_{moy h} = \frac{14389.79}{24} = 599.574 \text{ m}^3/h$$

II.6.2. Débit maximum horaire

Ce débit joue un rôle très important dans les différents calculs du réseau de distribution.

La consommation maximale horaire est calculée par le coefficient d'irrégularité maximale horaire qui représente l'augmentation de la consommation horaire pour la journée la plus chargée dans l'année, ce coefficient est donné par :

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

Avec :

α_{\max} : Coefficient qui tien compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime du travail, il varie entre 1,2 et 1,4.

Dans notre cas on prend : $\alpha_{\max} = 1,2$.

β_{\max} : Coefficient étroitement lié au développement démographique.

La variation de β_{\max} est donnée par le tableau suivant :

Tableau II-11: β_{\max} en fonction du nombre d'habitation

Habitant	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000
β_{\max}	2	1.8	1.6	1.5	1.4	1.3	1.2	1.15	1.1

Source (Polycopie SALAH.B)

Pour notre agglomération le nombre d'habitant est compris entre : 30000 et 100000 donc par interpolation on prend $\beta_{\max} = 1.12$

Donc : $K_{\max h} = 1.2 * 1.12 = 1.344$

Le débit maximum horaire se calcule par la formule suivante :

$$Q_{\max h} = K_{\max h} * Q_{\text{moy } h} \dots\dots\dots(II-8)$$

D'où :

$$Q_{\max h} = 1.344 * 599.57 = \mathbf{805.83 \text{ m}^3/h}$$

II.6.3.Débit minimum horaire

On détermine le débit minimum horaire à partir de coefficient d'irrégularité minimale $K_{\min h}$, ce coefficient est donné par :

$$K_{minh} = \alpha_{min} * \beta_{minh} \dots\dots\dots(II-9)$$

Avec :

α_{min} : Coefficient qui tien compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime de travail, il varie entre 0,4 et 0,6.

Dans notre cas on prend : $\alpha_{min}=0.6$

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

La variation de β_{min} est donnée par le tableau suivant :

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

Habitant	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000
β_{min}	0.1	0.1	0.1	0.2	0.25	0.4	0.5	0.6	0.7

Source (Polycopie SALAH.B)

Pour notre agglomération le nombre d'habitant est compris entre : 30000 et 100000 donc par interpolation on prend $\beta_{min}=0.63$

Donc : $K_{minh} = 0.59 * 0.61 = 0.36$

Le débit minimum horaire se calcule par la formule suivante :

$$Q_{minh} = K_{minh} * Q_{moyh} \dots\dots\dots(II-130)$$

❖ 2^{ème} méthode

Cette méthode nous permet de déterminer la répartition des débits en chaque heure, qui varient d'une autre en fonction du nombre d'habitants.

•Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitants

La variation des débits horaires dans une journée est représentée en fonction du nombre d'habitants dans le tableau suivant :

Tableau II-14: Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants

Heures (h)	Nombre d'habitants				
	Moins de 10000	10001à 50000	50001à 100000	Plus de 100000	Agglomération de type rurale
0_1	1	1.5	3	3.35	0.75
1_2	1	1.5	3.2	3.25	0.75
2_3	1	1.5	2.5	3.3	1
3_4	1	1.5	2.6	3.2	1
4_5	2	2.5	3.5	3.25	3
5_6	3	3.5	4.1	3.4	5.5
6_7	5	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	5.6	5.05	3.5
10_11	4.5	6.25	4.8	4.85	6
11_12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12_13	7	5	4.4	4.6	8.5
13_14	7	5	4.1	4.55	6
14_15	5,5	5.5	4.2	4.75	5
15_16	4.5	6	4.4	4.7	5
16_17	5	6	4.3	4.65	3.5
17_18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18_19	6.5	5	4.5	4.4	6
19_20	5	4.5	4.5	4.3	6
20_21	4.5	4	4.5	4.3	6
21_22	3	3	4.8	3.75	3
22_23	2	2	4.6	3.75	2
23_24	1	1.5	3.3	3.7	1

Source (Polycopie SALAH.B)

Puisque le nombre d'habitants de notre agglomération est de 52591 hab. la répartition convenable est celle de la troisième colonne (entre 50001 à 100000).

Tableau II-15: Détermination de la variation des débits horaires.

Heures (h)	C_h %	Consommation horaire (m^3/h)	C_h %	Consommation cumulée (m^3/h)
0_1	3	431,69	3	431,69
1_2	3,2	460,47	6,2	892,17
2_3	2,5	359,74	8,7	1251,91
3_4	2,6	374,13	11,3	1626,05
4_5	3,5	503,64	14,8	2129,69
5_6	4,1	589,98	18,9	2719,67
6_7	4,5	647,54	23,4	3367,21
7_8	4,9	705,10	28,3	4072,31
8_9	4,9	705,10	33,2	4777,41
9_10	5,6	805,83	38,8	5583,24
10_11	4,8	690,71	43,6	6273,95
11_12	4,7	676,32	48,3	6950,27
12_13	4,4	633,15	52,7	7583,42
13_14	4,1	589,98	56,8	8173,40
14_15	4,2	604,37	61	8777,77
15_16	4,4	633,15	65,4	9410,92
16_17	4,3	618,76	69,7	10029,68
17_18	4,1	589,98	73,8	10619,67
18_19	4,5	647,54	78,3	11267,21
19_20	4,5	647,54	82,8	11914,75
20_21	4,5	647,54	87,3	12562,29
21_22	4,8	690,71	92,1	13253,00
22_23	4,6	661,93	96,7	13914,93
23_24	3,3	474,86	100	14389,79
Total	100	14389,79	/	/

D'après les valeurs de tableau, l'heure de pointe est située de 9h à 10h et le débit correspondant est :

$$Q_{\max h} = 805.83 \text{ m}^3/h$$

- **Remarque**

Après l'utilisation des deux méthodes on a trouvé le même résultat de débit maximum.

D'après ce tableau on a tracé le graphe de la consommation et la courbe intégrale représentée dans les figures (II.1) et (II.2) respectivement.

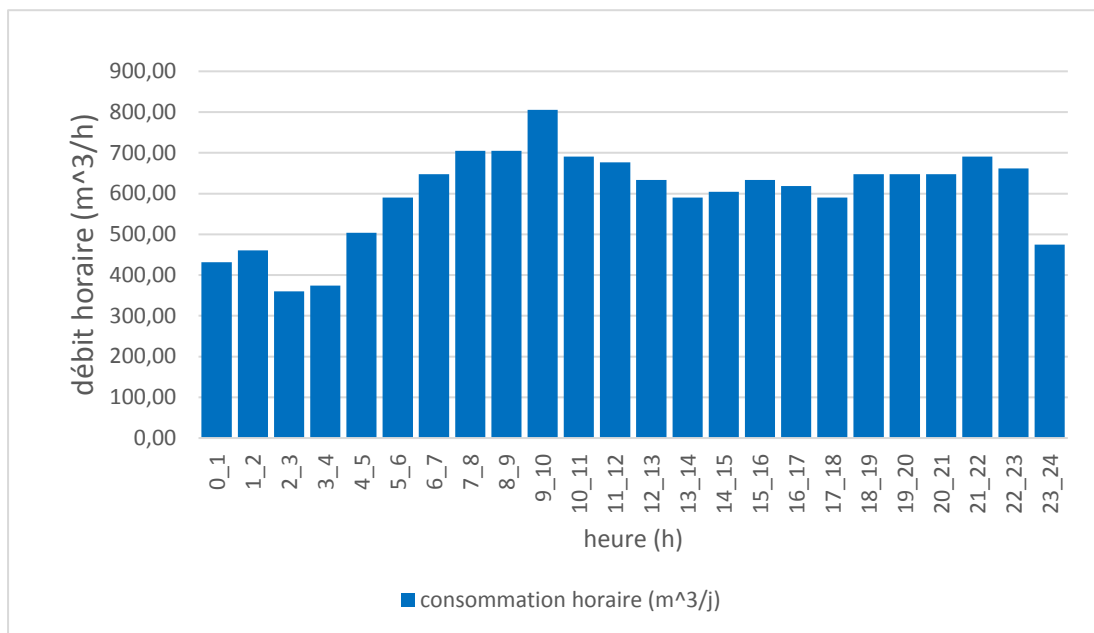


Figure II-1: Le graphe de la consommation horaire.

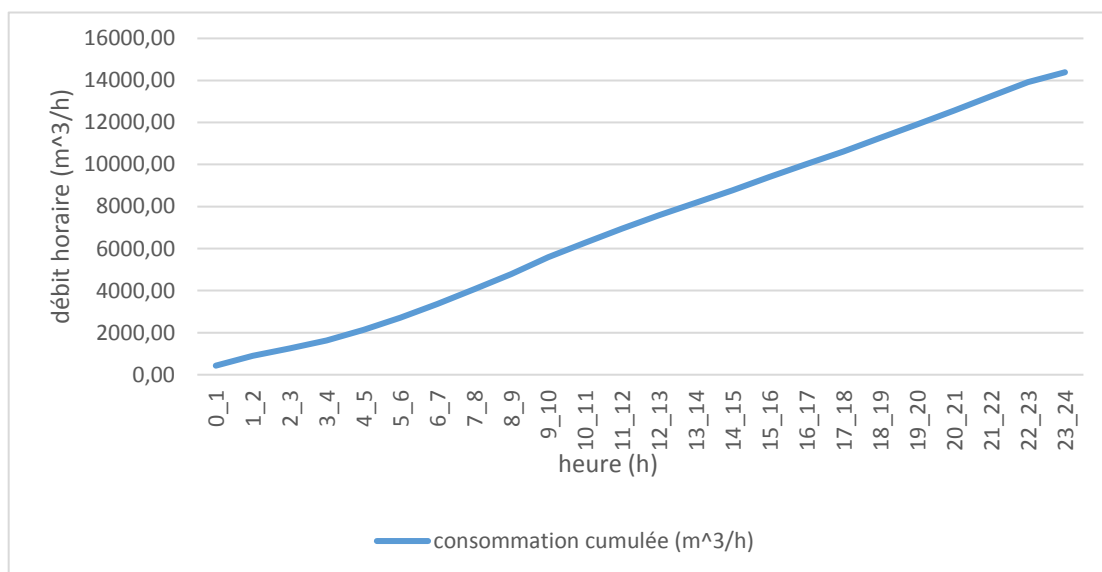
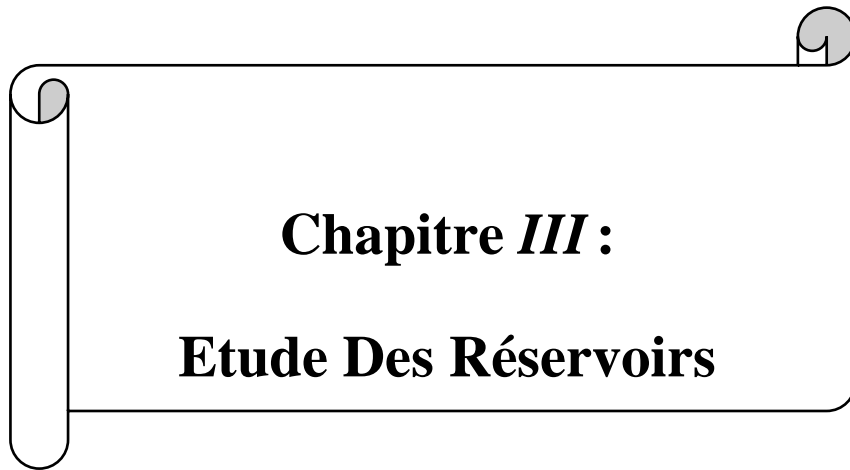


Figure II-2: La courbe intégrale de la consommation.

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons calculé et estimé les besoins en eau potable pour chaque catégorie de consommateur, nous avons aussi déterminé les différentes variations du débit dans le temps (débit maximum journalière et horaire). Ces données sont nécessaires pour le dimensionnement des ouvrages composant notre système d'alimentation en eau potable.



Chapitre *III* :
Etude Des Réservoirs

Chapitre III: Etude des réservoirs

III.1. Introduction

Le réservoir est un ouvrage très important dans un système d'eau potable, c'est un ouvrage aménagé pour contenir de l'eau, doit potable destinée à la consommation publique soit de l'eau à usage industriel, un réservoir est principalement utilisé en tant que liaison entre le réseau d'adduction et le réseau de distribution, ce dernier possède des débits non uniformes durant la journée ; d'où le rôle de réservoir qui permet de gérer les débits selon la demande.

III.2. Utilité des réservoirs

- Emmagasinement d'eau pendant les heures creuses de consommation et restitution pendant les heures où la consommation devient importante.
- Régularité de la pression dans le réseau de distribution.
- Disponibilité de la réserve d'incendie.
- Brise la charge dans le cas d'une distribution étagée.
- Jouer le rôle de relie.
- Régularité dans le fonctionnement du pompage, contrairement au cas d'injection directe dans le réseau d'où simplification de l'exploitation

III.3. Caractéristiques des réservoirs

Le réservoir doit avoir une capacité suffisante afin de répondre au rôle qui lui est propre.

Il doit présenter les caractéristiques suivantes :

- Etanchéité de la paroi intérieure pour éviter les fuites
- Résistance contre la pression de l'eau.
- Résistance pendant une très longue durée contre le contact de l'eau.

III.4. Classification des réservoirs

On peut classer les réservoirs selon plusieurs critères :

Selon le matériau de construction

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

Selon la situation des lieux

- Réservoirs enterrés.
- Réservoirs semi-enterrés.
- Réservoirs surélevés, sur tour.

Selon la forme géométrique

- Réservoirs circulaires.
- Réservoirs rectangulaires ou carrés.
- Réservoirs de forme quelconque (sphérique, conique...).

III.5. Choix du type de réservoir

Notre étude consiste à maintenir un ouvrage de stockage d'eau pour satisfaire quantitativement les consommateurs de la région dans l'avenir.

Dans notre cas, nous prenons un réservoir de forme circulaire enterré.

Le choix de type est basé sur les avantages suivants :

- Condition topographique de la région.
- L'étude architecturale est simplifiée.
- Condition géotechnique de la zone.
- Les facteurs économiques.
- Condition hydraulique de la distribution.
- Sécurité d'approvisionnement et la facilité d'exploitation.

III.6. Emplacement des réservoirs

L'emplacement du réservoir pose souvent un problème délicat à résoudre, pour cela nous sommes amenés à tenir compte de certaines considérations techniques et économiques qui sont les suivantes :

- Il est préférable que l'emplacement puisse permettre une distribution gravitaire, c'est-à-dire que la cote du radier doit être supérieure à la cote piézométrique maximale dans le réseau.
- Pour des raisons économiques, il est préférable que son remplissage se fasse par gravité, c'est-à-dire, le placer à un point bas par rapport à la prise d'eau.
- L'implantation doit se faire aussi de préférence, à l'extrémité de la ville ou à proximité du centre important de consommation.

- Le choix d'emplacement d'un réservoir doit permettre d'assurer aux usagers une pression suffisante à tout moment.

III.7. Equipements des réservoirs

Les réservoirs doivent être équipé de :

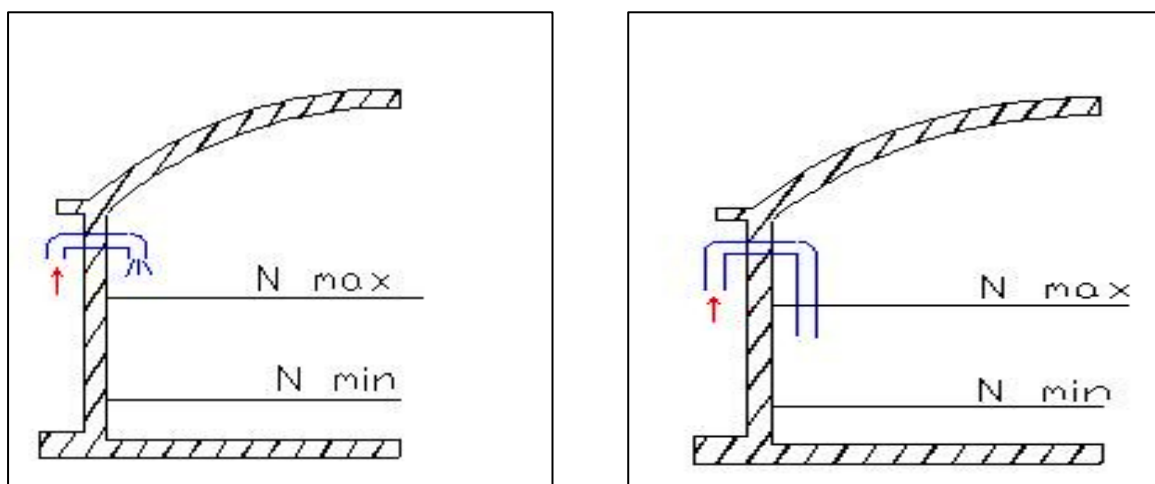
III.7.1. Conduite d'arrivée ou d'alimentation

Cette conduite est du type refoulement ou gravitaire, de préférence elle doit arriver dans la cuve en siphon noyé ou par le bas, cette conduite est toujours à l'opposé de la conduite de départ pour provoquer le brassage. L'extrémité de cette conduite est munie d'un dispositif qui obture la conduite quand le niveau atteint le maximal ; obturation par robinet-flotteur si l'adduction est gravitaire ou dispositif permettant l'arrêt du moteur si l'adduction s'effectue par refoulement.

Cette conduite peut être installée de plusieurs manières :

➤ Arrivé par le haut

L'arrivé par surverse (chute libre) ou en siphon noyé, le premier cas provoque une oxygénation de l'eau mais il libère facilement le gaz carbonique dissous et par la suite il favorise l'entartrage du réservoir et des conduites.



Arrivée par surverse

Arrivée noyée

Figure III-1: Conduite d'arrivée par le haut.

➤ Arrivée par le bas

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

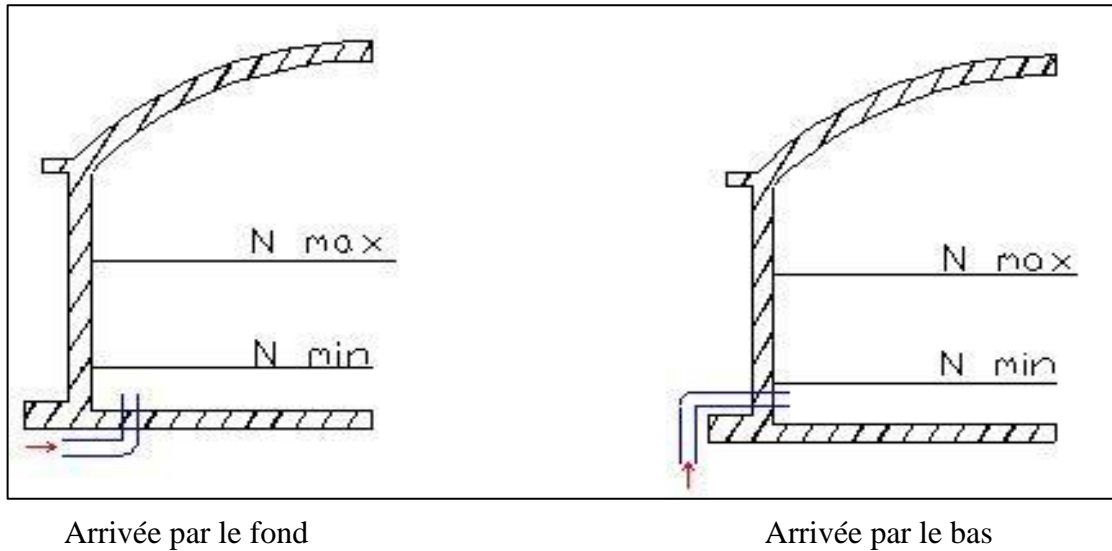


Figure III-2 : Conduite d'arrivée par le bas.

III.7.2. Conduite de départ ou de distribution

Le départ de la conduite de distribution s'effectue à 0.15 ou 0.2m au-dessus du radier afin d'éviter l'entrée des matières en suspension qui pourrait se décantent dans la cuve.

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

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

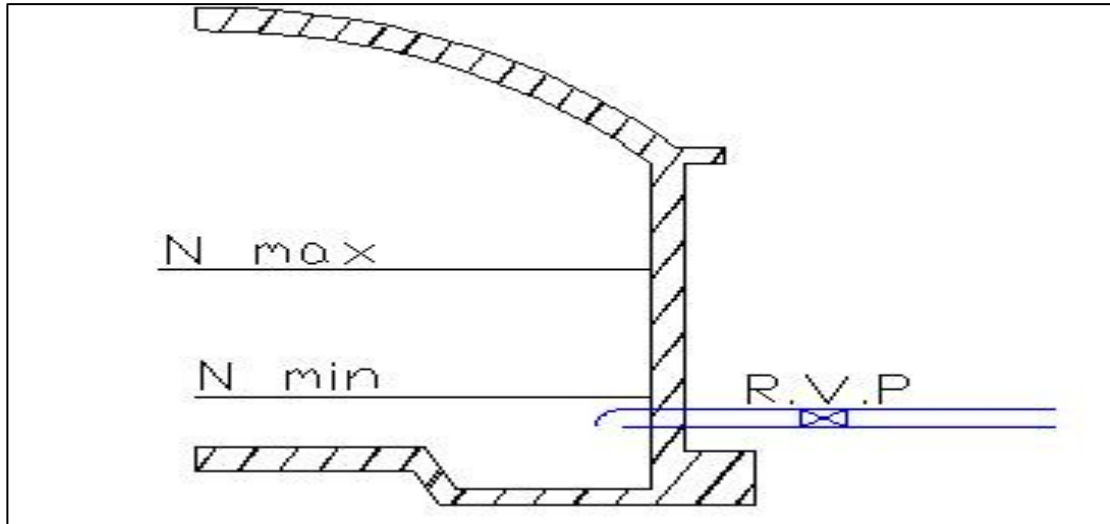


Figure III-3: Conduite de départ.

III.7.3. Conduite de trop-plein

Cette conduite a pour but d'assurer l'évacuation du débit d'adduction excédentaire lorsque le niveau de l'eau atteint sa limite maximale dans le réservoir lors de la défaillance du système d'arrêt des pompes et de la vanne flotteur. Le trop-plein est conçu afin d'assurer efficacement l'évacuation de l'eau dans un temps raisonnable et on prévoit un joint hydraulique constitué par un siphon qui va empêcher l'introduction des corps étrangers.

III.7.4. Conduite de vidange

C'est une conduite placée au point bas du réservoir, généralement raccordé à la conduite de trop plein. La conduite de vidange permet une décharge complète du réservoir en cas d'inspection et de nettoyage, ainsi que d'éventuelles réparations.

Elle comporte un robinet vanne qui doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter le dépôt de sable (difficulté de manœuvre).

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

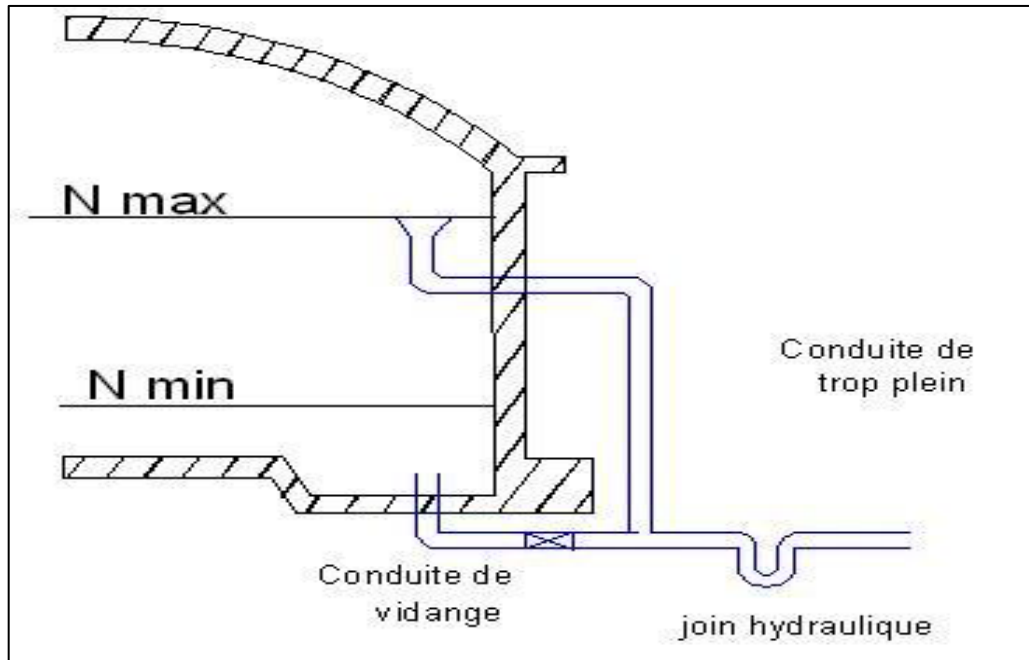


Figure III-4 : Conduite de vidange et de trop-plein.

III.7.5. Conduite by-pass

C'est un tronçon de conduite qui relie la conduite d'arrivée et la conduite de départ dans le cas d'un réservoir unique non compartimenté. Cette conduite fonctionne quand le réservoir est isolé pour son entretien afin d'assurer la continuité de la distribution.

III.8. Matérialisation de la réserve d'incendie

C'est une disposition spéciale de la tuyauterie qui permet d'interrompre l'écoulement, une fois le niveau de la réserve atteint. Nous distinguons deux types de systèmes :

- **Le système à deux prises** : ce système est très rarement utilisé du fait que la réserve de sécurité n'est pas convenablement renouvelée (une tranche d'eau morte).
- **Le système à siphon** : ce système se désamorce quand le niveau de la réserve est atteint grâce à un évent ouvert à l'air libre, l'avantage est que la réserve d'incendie est convenablement est tout le temps disponible.

III.9. Hygiène et sécurité

- Les réservoirs doivent être protégés contre toute pollution d'origine extérieure et contre les élévations importantes de température.
- Ils doivent être faciles d'accès et leur installation doit permettre de vérifier en tout temps leur étanchéité.

- Ils doivent être installés un dispositif permettant une prise d'échantillon d'eau à l'amont et à l'aval immédiats du réservoir.
- L'ensemble des matériaux constituant les réservoirs ne doit ni se désagréger ni communiquer à l'eau des saveurs ou odeurs désagréables.
- Après chaque intervention susceptible de contaminer l'eau contenue dans les réservoirs et de toute façon au moins une fois par an, les réservoirs sont vidés, nettoyés et désinfectés.
- Des dispositions sont prises pour assurer un approvisionnement en eau potable pendant la mise hors service.

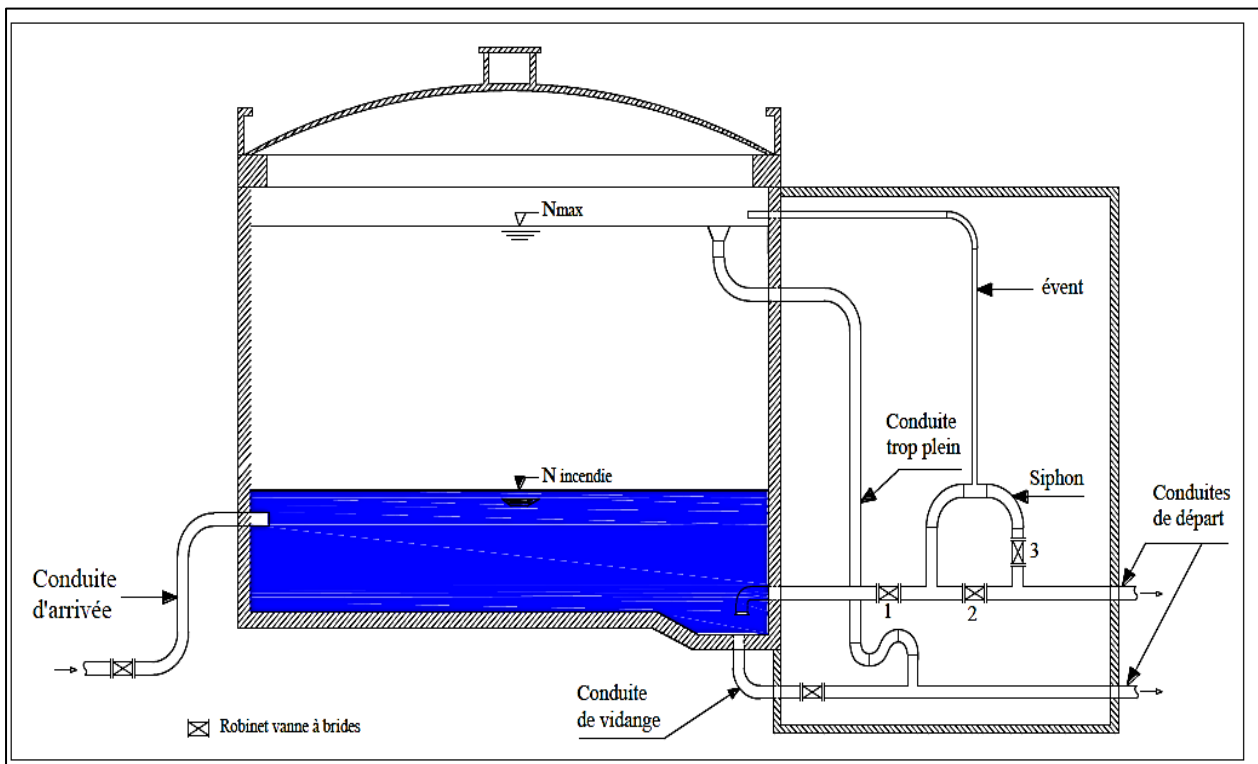


Figure III-5 : Schéma explicatif des équipements dans un réservoir.

III.10. Capacités des réservoirs

Le volume d'eau à stocker peut-être réparti sur un ou plusieurs réservoirs en fonction de l'importance de la collectivité à alimenter, la capacité totale des réservoirs doit être suffisante.

Cette dernière doit être estimée en tenant compte des variations de débit à l'entrée et à la sortie c'est-à-dire du débit d'apport et celui de la demande, de la variation journalière du jour de la plus forte consommation et la réserve d'eau destinée à l'incendie.

Pour estimer la capacité d'un réservoir, nous devons procéder soit à :

- La méthode graphique.
- La méthode analytique.

III.10.1. La méthode analytique

La méthode analytique consiste à calculer, pour chaque heure de la journée le résidu dans le réservoir.

Donc on est appelé à déterminer le maximum du résidu entre le régime d'alimentation et le régime de consommation.

Le volume de régulation sera :

$$V_r = \frac{a \cdot Q_{\max j}}{100} \quad (\text{m}^3) \dots\dots\dots(\text{III-6})$$

V_r : Capacité résiduelle (m^3).

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

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

➤ Détermination du résidu maximum dans les réservoirs

On fait une répartition de 20 heures de pompage.

On calcule la différence entre l'apport et la consommation, on trouve un surplus ou un déficit suivant le signe.

Le résidu est ensuite déterminé pour chaque heure, la valeur maximale trouvée sera le pourcentage du volume de stockage, tel que :

$$a = |R^+ \max| + |R^- \max| \dots\dots\dots(\text{III-2})$$

$R^+ \max$: Résidu maximum positif (%).

$R^- \max$: Résidu maximum négatif (%).

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

$$V_t = V_r + V_{inc} \dots\dots\dots(\text{III-3})$$

V_t : Capacité totale du réservoir (m^3).

V_{inc} : Volume d'incendie estimé à 120 m³.

III.10.2. Méthode graphique

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

$$R_{max} = |\Delta V1| + |\Delta V2| \text{ (%)} . \dots\dots\dots(III-4)$$

$\Delta V1$: Écart inférieur entre l'apport et la consommation.

$\Delta V2$: écart supérieur entre l'apport et la consommation.

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

$$V_r = \frac{R_{max} * Q_{maxj}}{100} \text{ (m}^3\text{)}$$

Dont le volume total sera : $V_t = V_r + V_{inc}$

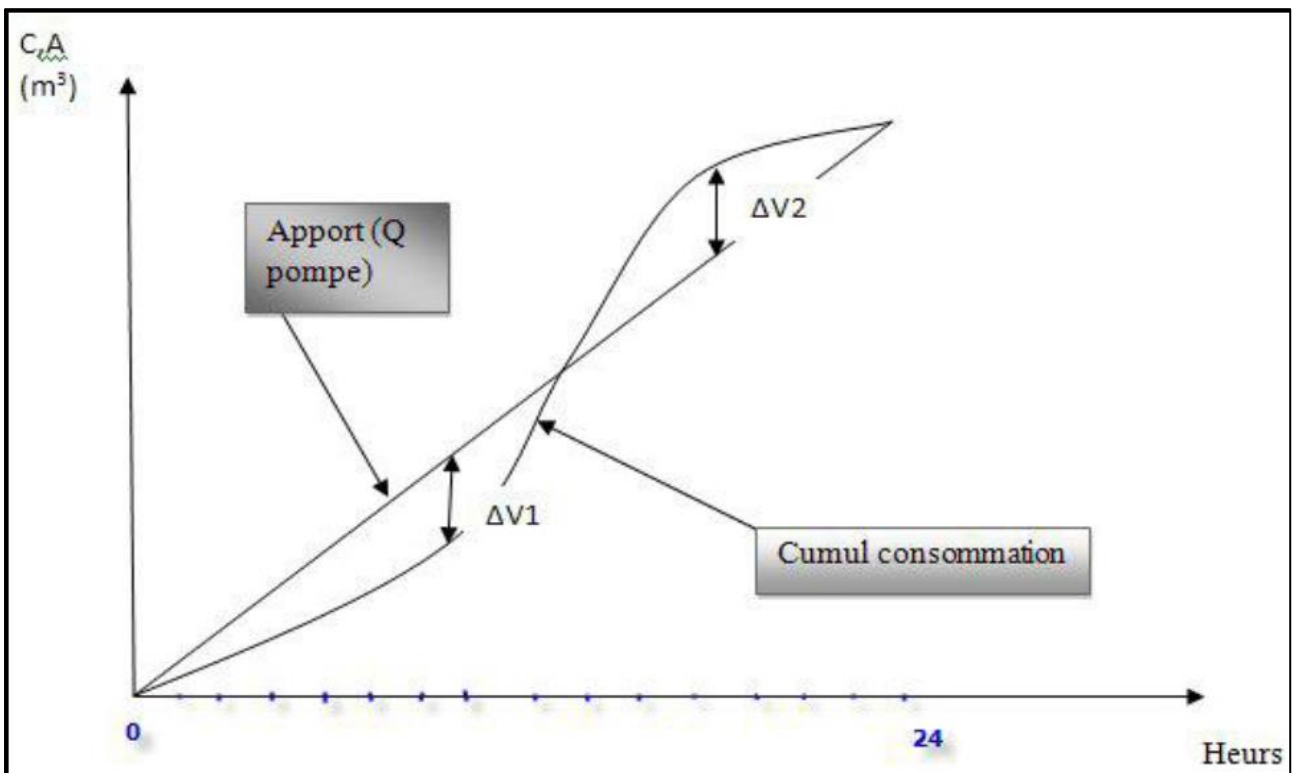


Figure III-7: Courbe apport – consommation.

III.11. Dimensionnement des réservoirs

En utilisant la méthode analytique, on calcule la capacité de réservoir d'alimentation de réseau de distribution du nouveau pôle.

Pour notre cas les pompes travaillent 20 heures de 04h à 00h.

Tableau III-1: calcul de la capacité du réservoir d'alimentation.

Heures	Apports	Distribution%	Surplus %	Déficit %	Résidu %
00-01	0,00	3	-	3,00	8,30
01_02	0,00	3,2	-	3,20	5,10
02_03	0,00	2,5	-	2,50	2,60
03_04	0,00	2,6	-	2,60	0,00
04_05	5,00	3,5	1,50	-	1,50
05_06	5,00	4,1	0,90	-	2,40
06_07	5,00	4,5	0,50	-	2,90
07_08	5,00	4,9	0,10	-	3,00
08_09	5,00	4,9	0,10	-	3,10
09_10	5,00	5,6	-	0,60	2,50
10_11	5,00	4,8	0,20	-	2,70
11_12	5,00	4,7	0,30	-	3,00
12_13	5,00	4,4	0,60	-	3,60
13_14	5,00	4,1	0,90	-	4,50
14_15	5,00	4,2	0,80	-	5,30
15_16	5,00	4,4	0,60	-	5,90
16_17	5,00	4,3	0,70	-	6,60
17_18	5,00	4,1	0,90	-	7,50
18_19	5,00	4,5	0,50	-	8,00
19_20	5,00	4,5	0,50	-	8,50
20_21	5,00	4,5	0,50	-	9,00
21_22	5,00	4,8	0,20	-	9,20
22_23	5,00	4,6	0,40	-	9,60
23_00	5,00	3,3	1,70	-	11,30
Totale	100	100	-	-	-

Le volume résiduel est égal à :

$$V_r = \frac{|11.3| + |0| * 14389.79}{100} = \mathbf{1626.04 \text{ m}^3}$$

Le volume total du réservoir sera calculé en tenant compte de la réserve d'incendie qui est égale à 120 m³ (volume nécessaire pour éteindre un incendie de deux heures à raison de 60 m³/h).

Le volume total est donc :

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

$$V_t = 1626.04 + 120 = 1746.04 \text{ m}^3.$$

Donc on projette un réservoir de 2000 m³.

III.11.1. Forme et dimension de réservoir projeter

Vue que la forme circulaire est la moins couteuse et la plus adoptée pour les réservoirs de capacité inférieure à 10000 m³, les dimensions de réservoir projeter prendre bien entendu cette forme, ces dernières sont déterminées comme suit :

➤ Le diamètre de la cuve

On calcule le diamètre de la cuve moyennant la formule :

$$S = \frac{V_n}{h} \rightarrow \frac{\pi * D^2}{4} = \frac{V_n}{h} \rightarrow D = \sqrt{\frac{4 * V_n}{\pi * h}}$$

Avec :

V_n : Capacité normalisée du réservoir (m³).

S : Section du réservoir (m²).

D : Diamètre de la cuve (m).

h : Hauteur utile optimale d'eau (m). $3 \text{ m} < h < 6 \text{ m}$

On prend $H = 4 \text{ m}$.

$$V = S * H \Rightarrow S = \frac{V}{H} \Rightarrow S = \frac{2000}{4} = 500 \text{ m}^2.$$

Alors: $S = 500 \text{ m}^2$.

$$S = \frac{\pi * D^2}{4} \rightarrow D = \sqrt{\frac{4 * S}{\pi}}$$

$$D = \sqrt{\frac{4 * 500}{\pi}} = 25.23 \text{ m}$$

➤ Réévaluation de la hauteur d'eau h

On calcule la hauteur de la cuve moyennant la formule :

$$h = \frac{4 * V_n}{\pi * D_n^2}$$

On prend $D = 26 \text{ m}$ et on calcule h :

$$h = \frac{4 * 2000}{\pi * 26^2} = 3.76 \text{ m}$$

Donc $h = 3.76 \text{ m}$.

➤ La section de la cuve

On calcule la section de la cuve moyennant la formule :

$$S = \frac{V_u}{h} \dots\dots\dots(\text{III-5})$$

Avec :

V_u : Volume utile.

$$S = \frac{2000}{3.76} = 531.91 \text{ m}^2$$

➤ La hauteur totale H du réservoir

On calcule la hauteur du réservoir moyennant la formule :

$$H = h + R \dots\dots\dots(\text{III-6})$$

Avec :

H : hauteur totale du réservoir (m).

h : hauteur d'eau (m).

R : revanche (m) $0.25 \text{ m} < R < 1 \text{ m}$.

On prend $R = 0.74 \text{ m}$.

Donc : $H = 3.76 + 0.74 = 4.5 \text{ m}$.

➤ La hauteur de la réserve d'incendie

On calcule la hauteur de la réserve d'incendie moyennant la formule :

$$h_{inc} = \frac{V_{inc}}{S} \dots\dots\dots(\text{III-7})$$

V_{inc} : Volume d'incendie.

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

d'ou :

$$h_{inc} = \frac{120}{531.91} = 0.22 \text{ m}.$$

Les dimensions de réservoir projeté sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau III-2: Les dimensions de réservoir projeté.

Réservoir Projeté	Volume (m^3)	D (m)	S (m^2)	h (m)	R (m)	H (m)
	2000	26	531.91	3.76	0.74	4.5

III.12. Conclusion

Après l'étude profonde de ce chapitre nous avons conclu que l'alimentation de notre zone d'étude s'effectue par l'implantation d'un réservoir circulaire de capacité totale de 2000 m^3 .

Cette partie de l'étude nous a permis aussi de déterminer les dimensions de l'ouvrage de stockage, hauteur, diamètre, section.



Chapitre *IV* :
Etude d'adduction

Chapitre IV: Etude d'adduction

IV.1. Introduction

L'adduction désigne le transport de l'eau du point de captage (puit, forage, barrage...) vers le point d'utilisation. Le but de ce chapitre est de faire une étude technico-économique pour dimensionner la conduite d'adduction afin de ramener l'eau potable vers le réservoir, ensuite la distribution de l'eau.

IV.2. Types d'adduction

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

Dans un système d'adduction, on doit distinguer les écoulements à surface libre et les écoulements en charge. Les adductions peuvent donc être classées comme suit :

IV.2.1. Adduction gravitaire

La source se situe à une cote supérieure à celle de l'ouvrage d'arrivée. L'écoulement peut y être en charge (le plus souvent), ou à surface libre (canaux à ciel ouvert ou aqueducs fermés).

IV.2.2. Adduction par refoulement

La cote de la source est inférieure à celle de l'ouvrage d'arrivée. L'installation d'un système de pompage est donc nécessaire (écoulement en charge).

IV.2.3. Adduction mixte

C'est une adduction rencontrée lorsque la configuration du site nous impose l'installation d'un ouvrage intermédiaire recevant l'eau gravitairement (ou par refoulement), et que cette eau est par la suite refoulée (ou envoyée gravitairement) vers le réservoir de l'agglomération.

IV.3. Critère de choix du tracé

Le choix du tracé de la conduite d'adduction doit tenir compte de certains critères à savoir :

- Eviter les terrains trop accidentés ou rocheux si possible.
- Choisir un terrain stable le long du tracé.
- Il est préférable de suivre les accotements des routes.
- Le tracé doit être le plus court possible entre les ouvrages.
- Conditions d'accès aisées (travaux, entretien, surveillance).
- Recherche un profil en long aussi régulier que possible.
- Les coudes doivent être largement ouverts pour éviter les butées importantes.

- Eviter les contre pentes, qui peuvent donner lieu aux points hauts, à des cantonnements d'air plus ou moins difficiles à évacuer.

IV.4. Choix du type des conduites

De nombreux types de tuyaux sont disponibles pour constituer une conduite. On peut classer en fonction des matériaux avec lesquels ils sont fabriqués : fonte, acier, PEHD...etc.

Le choix des tuyaux utilisés est fonction de la pression et de la nature du terrain, des coûts de fourniture et de mise en œuvre, mais aussi de la facilité à réaliser les raccordements, les prises de branchement et les réparations en cas de fuite.

❖ Fonte

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

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

❖ Acier

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

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

❖ PRV (Polyester Renforcé de fibre de Verre)

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

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

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

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

❖ **PVC (Polychlorure de vinyle) et PEHD (polyéthylène)**

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

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

Avant de choisir le type de matériau des tuyaux, il faut prendre en considération des critères techniques et économiques à savoir :

IV.4.1. Critères techniques

- Diamètre et pression de service.
- Bonne étanchéité.
- Résistance à de grandes pressions (> à 20 bars).
- Légèreté et facilité de pose (grande flexibilité).
- Bonne résistance à la corrosion interne, externe et microbiologique.
- Facilité d'entretien et de mise en service.
- Adaptation au terrain de pose.

IV.4.2. Critères économiques

- Disponibilité sur le marché national.
- Prix unitaire de pose de l'adduction.
- ❖ Pour notre étude, nous avons opté pour des conduites en PEHD qui répondent parfaitement aux critères techniques et économiques vue les avantages qu'elles présentent.

IV.5. Dimensionnement de l'adduction

IV.5.1. Adduction gravitaire

IV.5.1.1) Détermination du diamètre avantageux

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

$$\Delta H_t = \frac{K' * L_{eq} * Q^\beta}{D_{av}^m} \dots\dots\dots \text{IV-1)}$$

Donc le diamètre avantageux sera :

$$D_{av}^m = \frac{K' * L_{eq} * Q^\beta}{\Delta H_t}$$

Avec :

ΔH_t : Perte de charge totale (m).

K' : Coefficient de perte de charge.

$$K' = \frac{8 * \lambda}{g * \pi^2} \dots\dots\dots \text{IV-2)}$$

g : Accélération de la pesanteur ($g = 9.81 \text{ m/s}^2$).

λ : Coefficient de frottement linéaire adimensionnel.

λ : Est donné par la formule de NIKURADZE : $\lambda = \left(1.14 - 0.86 \ln\left(\frac{\varepsilon}{D}\right)\right)^{-2} \dots\dots\dots \text{IV-3)}$

ε : La rugosité de la conduite.

$$L_{eq} = L_g + L_{ev}$$

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

L_g : Longueur réelle (géométrique) de la conduite (m).

L_{ev} : Longueur équivalente aux pertes de charge singulières (m).

$$L_{ev} = 15\% L_g$$

D'où :

$$L_{eq} = 1.15 L_g$$

Q : Débit véhiculé par la conduite (m³/s) (débit maximum journalier).

β : Exposante tenant compte du régime d'écoulement.

m : Exposante tenant compte du type du matériau.

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

Tableau IV-2: Coefficients K', m, β pour différents types de tuyau

Tuyau	K'	m	β
Acier et fonte	0.00179-0.001735	5.1 - 5.3	1.9 - 2
Amiante-ciment	0.00118	4.89	1.85
Plastique	0.001052	4.772	2

Source (SALAH. B 1993)

IV.5.1.2) La vitesse d'écoulement

Dans le cas des adductions, la vitesse optimale de l'écoulement varie de **0,5 à 2 m/s**.

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

$$Q = V * S \rightarrow Q = V * \frac{\pi * D^2}{4} \rightarrow V = \frac{4 * Q}{\pi * D^2} \dots \dots \dots \text{IV-4)}$$

Avec :

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

S : Section de la canalisation (m²).

V : Vitesse d'écoulement (m/s).

D : Diamètre nominal de la conduite (m).

IV.5.2. Adduction par refoulement

IV.5.2.1) Le diamètre économique

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

importantes. Il est donc impératif de déterminer un même diamètre économique pour la conduite de refoulement.

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

➤ **Choix de la gamme des diamètres**

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

- **La formule de BRESS**

$$D_{éc} = 1.5 * \sqrt{Q} \dots\dots\dots\text{IV-5)}$$

- **La formule de BONNIN**

$$D_{éc} = \sqrt{Q} \dots\dots\dots\text{IV-6)}$$

- **La formule de MUNIER**

$$D_{éc} = (1 + 0.02n) * \sqrt{Q} \dots\dots\dots\text{IV-7)}$$

Avec :

$D_{éc}$: Diamètre économique de la conduite (m).

Q : Débit à relever (m³/s).

$$Q = \frac{Q_{\max j}}{t * 3600} \dots\dots\dots\text{IV-8)}$$

$Q_{\max j}$: Débit maximum journalier (m³/s).

t : Temps de fonctionnement de la station de pompage $t = 20$ heures.

- **La formule de VUIBERT (conduite en fonte)**

$$D_{éc} = 1.547 * \left(\frac{e}{f}\right)^{0.154} * Q^{0.46} \quad (\text{Pompage continue}). \dots\dots\dots\text{IV-9)}$$

$$D_{éc} = 1.35 * \left(\frac{e}{f}\right)^{0.154} * Q^{0.46} \quad (\text{Pompage 10h/24h}). \dots\dots\dots\text{IV-10)}$$

Avec :

e : Prix du KWh d'énergie en DA.

f : Prix du Kg de fonte en DA.

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

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

IV.5.2.2) Calcul des pertes de charge

On rencontre deux types de pertes de charge dans les conduites d'adduction :

- Pertes de charge linéaires.
- Pertes de charge singulières.

• Pertes de charge linéaires

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

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

Elles sont déterminées par la formule de DARCY-WEISBACH :

$$\Delta H_L = \frac{8 * \lambda * L * Q^\beta}{g * \pi^2 * D^m} = I * L \dots\dots\dots \text{IV-31)}$$

Avec :

ΔH_L : Perte de charge linéaire (m).

V : Vitesse moyenne d'écoulement de l'eau dans la conduite (m/s).

g : Accélération de la pesanteur (g = 9.81 m/s²).

λ : Coefficient de frottement linéaire adimensionnel.

λ Est donné par la formule de NIKURADZE : $\lambda = \left(1.14 - 0.86 \ln \left(\frac{\varepsilon}{D}\right)\right)^{-2}$

ε : La rugosité de la conduite.

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

L : Longueur de la conduite d'adduction en (m).

D : Diamètre intérieur de la conduite (m).

En régime transitoire, λ est déterminé par la formule de COLEBROOK qui s'exprime par :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log_{10} \left(\frac{\varepsilon}{3.7D} + \frac{2.51}{Re \sqrt{\lambda}} \right) \dots \dots \dots \text{IV-42}$$

Avec :

$$Re: \text{Nombre de REYNOLDS } (Re = \frac{4*Q}{\pi*D*\vartheta}). \dots \dots \dots \text{IV-53}$$

ϑ : Viscosité cinématique de l'eau.

• **Pertes de charge singulières :**

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

Elles sont données par la formule suivante :

$$\Delta H_s = 15\% \Delta H_l$$

La perte de charge totale sera donnée comme suit :

$$\Delta H_T = \Delta H_s + \Delta H_l \dots \dots \dots \text{IV-64}$$

$$\Delta H_T = 1.15 * \Delta H_l$$

Avec :

ΔH_T : La perte de charge totale (m).

ΔH_l : Perte de charge linéaire (m).

ΔH_s : Perte de charge singulière (m).

IV.5.2.3) Calcul de la hauteur manométrique totale

La hauteur manométrique totale est la somme de pertes de charge et de la hauteur géométrique, elle est donnée par la formule suivante :

$$HMT = H_g + \Delta H_T \dots \dots \dots \text{IV-75}$$

Avec :

HMT : La hauteur manométrique totale (m).

H_g : La hauteur géométrique qui correspond à la différence de niveau entre le trop plein du réservoir et le niveau dynamique de plan de pompage (m).

ΔH_T : La perte de charge totale (m).

IV.5.2.4) Puissance absorbée de la pompe

C'est la puissance mécanique absorbée au niveau de l'arbre de la pompe, elle est exprimée par la relation suivante :

$$P_a = \frac{\rho g Q H_{MT}}{\eta} \dots\dots\dots IV-86)$$

Avec :

P_a : Puissance absorbée par la pompe (KW).

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

ρ : Masse volumique de l'eau (1000 Kg/m³).

g : Accélération de la pesanteur (g = 9.81 m/s²).

η : Rendement de la pompe en % (0.7 à 0.8).

IV.5.2.5) Energie consommée par la pompe

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

$$E = P_a * t * 365 \dots\dots\dots IV-97)$$

Avec :

E : Energie consommée par la pompe (KWh).

P_a : Puissance absorbée par la pompe (KW).

t : Temps de pompage par jour (20h).

IV.5.2.6) Frais d'exploitation

Les frais d'exploitation sont définis comme suit :

$$F_{exp} = E * e \dots\dots\dots IV-108)$$

F_{exp} : Les frais d'exploitation (DA).

E : Energie consommée par la pompe (KWh).

e : Prix unitaire d'un KWh d'énergie (e = 4.67 DA).

IV.5.2.7) Frais d'amortissement :

Les frais d'amortissement sont donnés comme suit :

$$F_{am} = P_c * A \dots\dots\dots\text{IV-119)}$$

Avec :

F_{am} : Les frais d'amortissement (DA).

P_c : Prix de la conduite en (DA).

A : Amortissement annuel (Annuité).

$$A = \frac{i}{(i+1)^{n-1}} + i \dots\dots\dots\text{IV-20)}$$

i : taux d'annuité annuel (i = 8%).

n : Nombre d'années d'amortissement (n = 30 ans).

Donc :

$$A = \frac{0.08}{(0.08 + 1)^{30} - 1} + 0.08 = 0.0888 = 8.88\%$$

D'où :

$$A = 8.88\%$$

IV.5.3. Application de la méthode de détermination du diamètre économique

❖ Dimensionnement du tronçon SP- Réservoir

Dans notre projet l'adduction est par refoulement à partir de la station de pompage installé proximité du Transfer. Le débit de projet est 14389.79 m³/j est la longueur de conduite est de 890 m.

Les données nécessaires pour le calcul sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau IV-12: Les données nécessaires de l'adduction.

$Q_{\max j}$ (m^3/j)	Longueur (m)	Cote de SP (m)	Cote de TP R	H_g (m)
14389.79	890	102	196.09	104.09

Le débit d'exploitation de station de pompage (SP) est calculé comme suite :

$$Q = \frac{Q_{\max j}}{t * 3600} \dots \dots \dots \text{IV-213)}$$

$$Q = \frac{14389.79}{20 * 3600} = \mathbf{0.1998 \text{ m}^3/s}$$

- **Calcul de diamètre**

Pour la pré-évaluation du diamètre économique de la conduite, on utilise la formule de BONIN :

$$D_{éc \text{ BONIN}} = \sqrt{0.1998} = 0.447m$$

On choisit une gamme de diamètre parmi lesquels on choisira celui qui présentera les frais les moins élevés.

Dans notre cas, on prend : $K' = 0.001052$; $\beta = 2$; $m = 4.772$ (matériaux : PEHD).

- **Calcul de la hauteur manométrique totale**

On calcul la hauteur manométrique totale correspondante à chaque diamètre, les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau ci-après :

Tableau IV-14: Calcul HMT du tronçon (SP-R)

$D_{\text{exté}}$ (mm)	Epaisseur (mm)	D_{inter} (mm)	V (m/s)	λ	L (m)	H_T (m)	H_g (m)	HMT (m)
315	28,6	257,8	3,828	0,0103	890	22,32	104,09	126,41
400	36,3	327,4	2,373	0,0098	890	6,85	104,09	110,94
500	45,4	409,2	1,519	0,0095	890	2,27	104,09	106,36
630	57,2	515,6	0,957	0,0091	890	0,73	104,09	104,82
800	72,6	654,8	0,593	0,0088	890	0,22	104,09	104,31

- **Calcul des frais d'exploitation**

Les frais d'exploitation sont calculés sur la base de l'énergie électrique consommée lors du pompage pour la gamme de diamètre obtenue. Les résultats de calculs des frais d'exploitation sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV-15: Frais d'exploitation (SP-R)

D _{exté} (mm)	HMT (m)	P (KW)	E (KWh)	Frais d'exploitation (DA)
315	126,41	330,353	2411574,306	11262052,01
400	110,94	289,918	2116404,082	9883607,064
500	106,36	42,765	312187,5352	9457915,789
630	104,82	273,924	1999648,539	9338358,675
800	104,31	272,610	1990052,454	9293544,96

- **Calcul des frais d'investissement amorti**

Les dépenses d'amortissement pour chaque diamètre sont représentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV-16: Frais d'amortissement (SP-R)

D _{exté} (mm)	Prix du ML (DA)	L (m)	Frais d'investissement (DA)	Annuité	Frais d'amortissement (DA)
315	7381,96	890	6569944,4	0,088	578155,107
400	11924,71	890	10612991,9	0,088	933943,287
500	17000	890	16546025,6	0,088	1331440
630	29518,59	890	26271545,1	0,088	2311895,97
800	40915	890	36414350	0,088	3204462,8

• **Calcul du bilan**

Après avoir calculé les frais d'investissement et ceux d'exploitation on va faire la somme de ces frais pour calculer le bilan total des coûts par laquelle on va déterminer le diamètre le plus économique :

Le prix des couts d'exploitation et d'amortissements figuré dans le tableau suivant :

Tableau IV-17: Bilan du tronçon (SP-R).

D _{exté} (mm)	Frais d'exploitation (DA)	Frais d'amortissement (DA)	Bilan (DA)
315	11262052,01	578155,11	11840207,12
400	9883607,064	933943,29	10817550,35
500	9457915,789	1331440	10719356
630	9338358,675	2311896	11650254,64
800	9293544,96	3204462,8	12498007,76

Pour le choix du diamètre économique. J'ai pris le diamètre qui a le faible cout en respectant la vitesse admissible dans une canalisation de refoulement (0.5 à 2) m/s.

Les résultats du tableau (IV.6) sont représentés graphiquement.

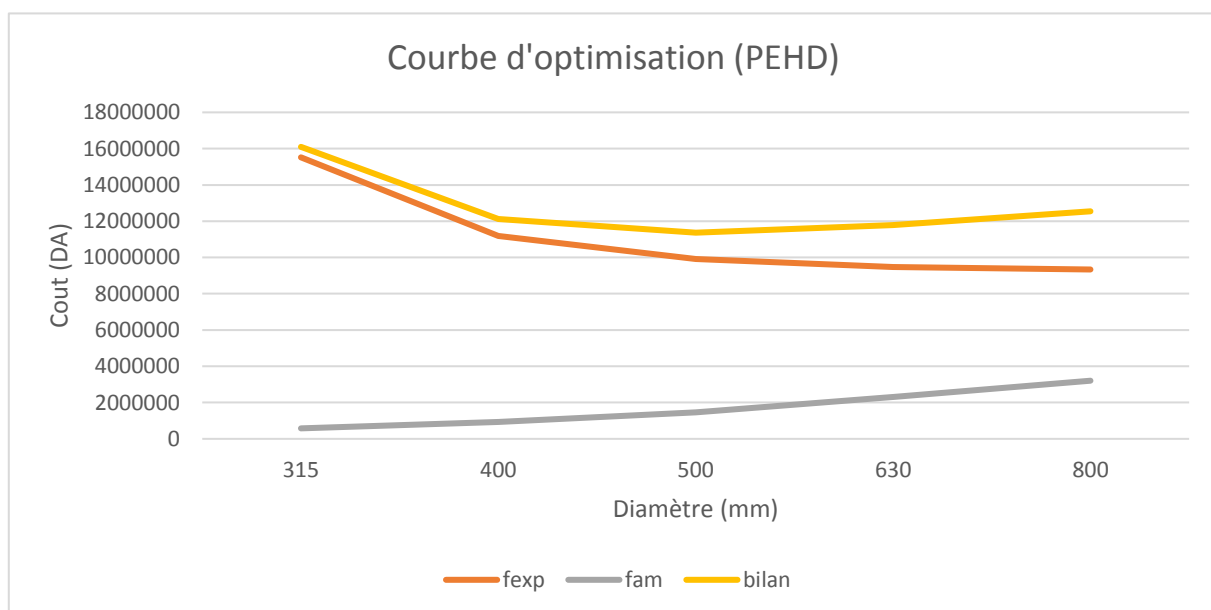


Figure IV-1 : Courbe d'optimisation du tronçon (SP-R).

- **Résultat**

Après avoir terminé l'étude technico-économique, nous avons trouvé les résultats montrés dans le tableau ci-après :

Tableau IV-18: Caractéristique du tronçon (SP-R).

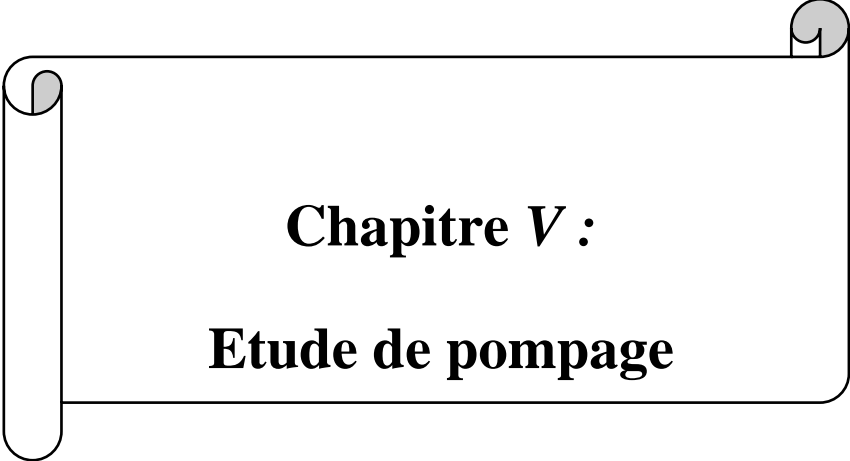
Tronçon	DN (mm)	V (m/s)	Cout total (DA)
SP- Réservoir	500	1.017	10719356

Le diamètre qui répond aux conditions technique et économique est le DN500 avec une vitesse d'écoulement de 1.017 m/s, le matériau est la PEHD PN16.

IV.6. Conclusion

Dans ce chapitre on a déterminé le diamètre économique de la conduite d'adduction en se basant sur une étude technico-économique.

Les caractéristiques de la conduite de refoulement (diamètre, longueur, matériau) sont nécessaires pour le choix de la pompe ainsi que pour sa protection contre le régime transitoire.



Chapitre V :
Etude de pompage

Chapitre V: Etude de pompage

V.1. Introduction

Ce chapitre a pour but, l'étude et le choix du système de pompage idéal adapté à l'usage de notre projet. et qui va nous permettre d'assurer le débit appelé et la hauteur manométrique totale au niveau de la station de pompage.

Cette étude comprendra le dimensionnement de la pompe et le choix du moteur, par la suite on va déterminer le mode de réglage le plus optimal en dehors de la zone de cavitation.

V.2. Choix du type de pompe

Les critères de choix du type de pompe sont :

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

V.3. Choix du nombre de pompe

Pour choisir le nombre convenable de pompes, nous devons aboutir à un :

- Nombre minimal de pompes.
- Meilleur rendement.
- Puissance absorbée minimale.
- Vitesse de rotation élevée.
- $(NPSH)_r$ minimal.

V.4. Choix de l'emplacement de la station de pompage

Le choix de l'emplacement de la station de pompage se base sur plusieurs critères à savoir :

- Il est préférable de situer la prise d'eau la plus proche possible de la station de pompage.
- Il faut éviter les zones sismiques et les zones non stables dans la mesure de possible.

- Les différents ouvrages des stations de pompage ne doivent pas se trouver dans les lieux libres du tracé en cas de crue.
- Pour les terrassements et pour l'implantation de la station de pompage il est nécessaire de prévoir l'accès à tous les engins.

V.5. Couplage des pompes

On distingue deux types de couplage des pompes :

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

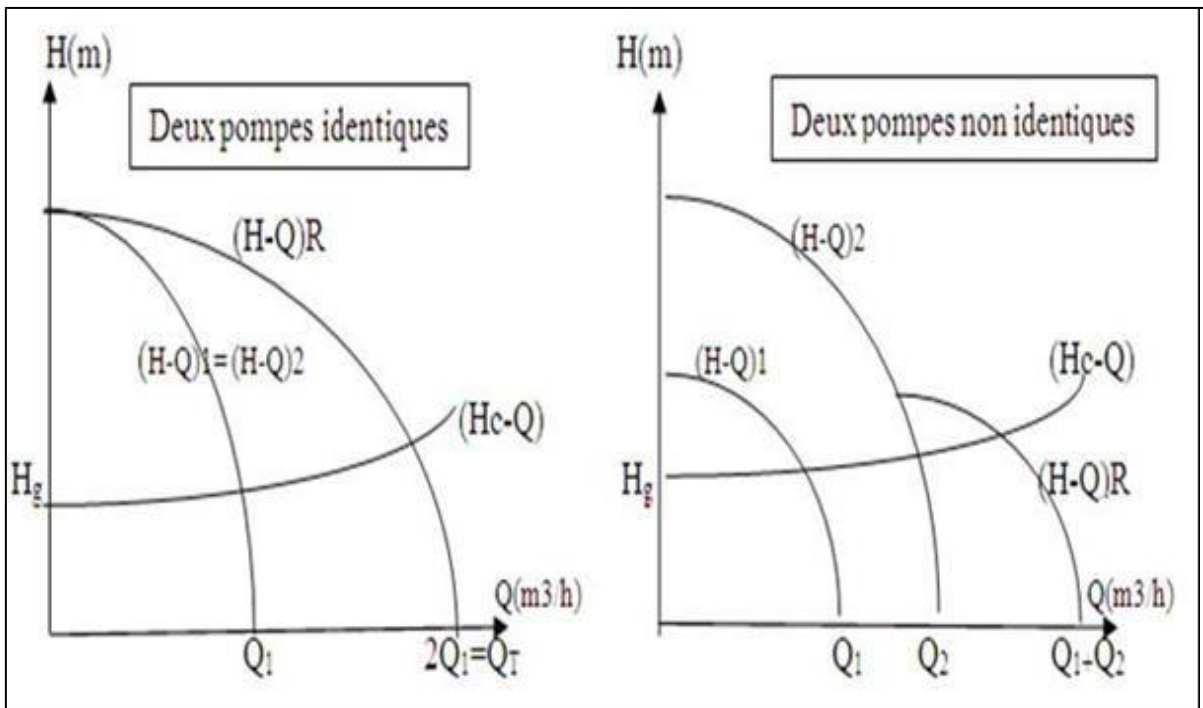


Figure V-1 : Couplage de deux pompes en parallèle.

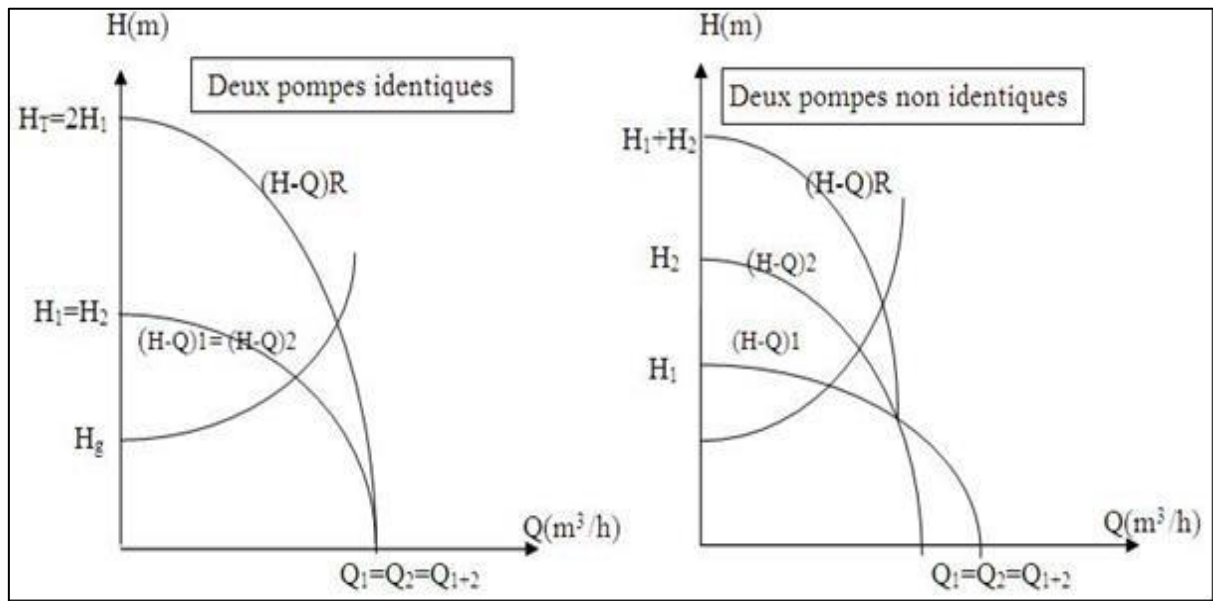


Figure V-2: Couplage de deux pompes en série.

V.6. Disposition et installation d'une pompe centrifuge

Le schéma d'installation d'une pompe centrifuge dépend de la ressource et des caractéristiques du site où elle est installée. Mais les cas les plus existants, se rattachent à l'une des trois dispositions ci-après :

- Disposition avec pompe en charge.
- Disposition avec pompe en aspiration.
- Disposition avec pompe en siphon.

V.7. Caractéristiques hydrauliques d'une pompe centrifuge

▪ La vitesse de rotation (N)

C'est le nombre de tours qu'effectue la pompe par unité de temps, noté N ; l'unité de mesure

Utilisée est le tour par minute (tr/mn).

▪ Le débit de pompage (Q)

C'est le volume qu'une pompe peut ou doit fournir par unité de temps.

▪ La hauteur manométrique totale

La HMT est la pression totale que doit fournir une pompe. Elle est exprimée en mètres où

Mètres de colonne d'eau, en bars ou en kg/cm^2 . La hauteur manométrique totale est calculée

Suivant l'équation suivante :

$$H_{mt} = H_g + \Delta H_a + \Delta H_r \dots\dots\dots V-3)$$

▪ **La puissance utile et absorbée**

- Puissance absorbée par la pompe : C'est la puissance disponible au niveau de l'ordre d'entraînement de la roue de la pompe notée par (P_{abs}), unité de mesure (KW).

- Puissance hydraulique ou utile (P_u) : C'est la puissance transmise au fluide de la part de la pompe.

$$P_u = g * Q * H \quad ; \quad P_{abs} = \frac{P_u}{\eta} \dots\dots\dots V-2)$$

▪ **Le rendement de la pompe**

C'est le rapport de la puissance utile (P_u) à la puissance absorbée de la pompe (P_a).

$$\eta = \frac{P_u}{P_{abs}} = \frac{g * H * Q}{P_{abs}} \dots\dots\dots V-3)$$

Avec :

η : Le rendement de la pompe.

P_{abs} : Puissance absorbée par la pompe en (KW).

Q : Débit a relevé en (m³/s).

H : Hauteur d'élévation en (m).

V.8. Courbes caractéristiques des pompes

Pour chaque groupe de pompes choisies, nous distinguons les courbes caractéristiques suivantes :

(H-Q), ($P_{abs} - Q$), (η_p -Q), (NPSHr-Q).

V.8.1. Courbes caractéristiques des pompes centrifuges

Pour une vitesse de rotation donnée, les courbes qui caractérisent les pompes centrifuges et

Qui expriment leurs performances, sont les suivantes :

a) La courbe débit-hauteur [$H = f(Q)$] : elle présente les variations des différentes hauteurs en fonction du débit.

b) La courbe puissance-débit [$P = f(Q)$] : elle présente les variations des puissances en fonction du débit.

c) **La courbe rendement-débit** [$\eta = f(Q)$] : elle exprime les variations des rendements en fonction du débit.

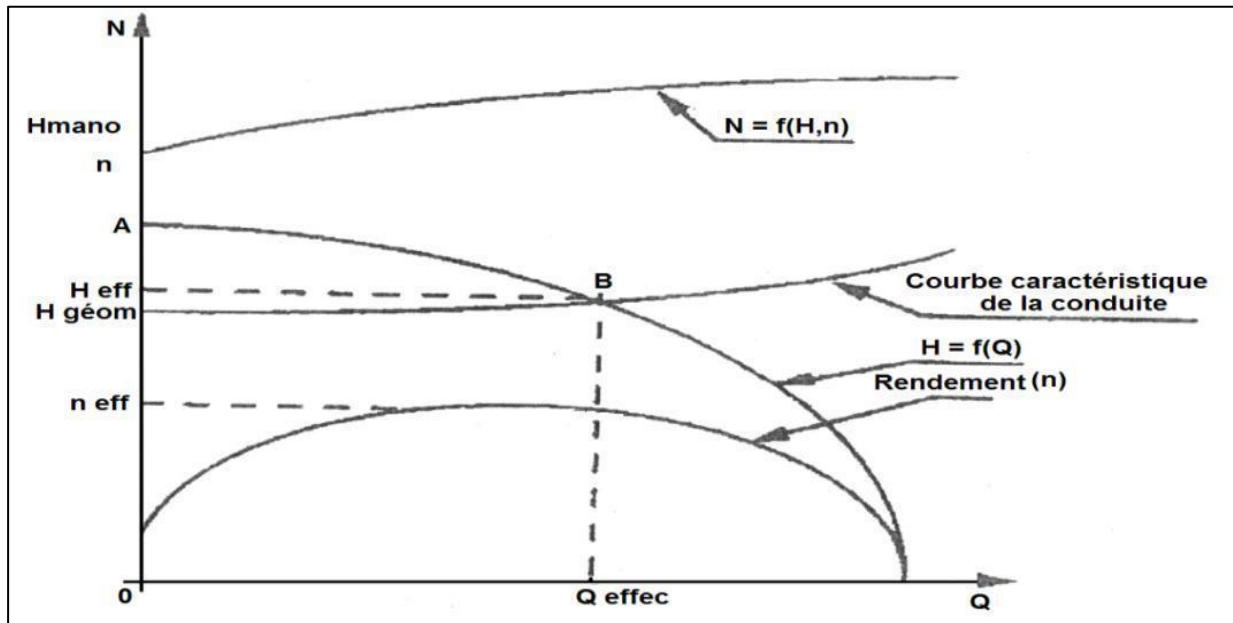


Figure V-4: Les courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge.

V.8.2. Courbe caractéristique de la conduite

Nous appelons par courbe caractéristique d'une conduite la courbe qui représente pour une canalisation de diamètre D et de longueur L, les variations de la perte de charge total en fonction du débit. La courbe caractéristique de la conduite est une parabole dont l'équation est la suivante :

$$H_c = H_g + RQ^2 \dots\dots\dots V-4)$$

Avec :

H_g : Hauteur géométrique en (m).

RQ^2 : Valeur de la perte de charge au point considéré en (m).

Q : Débit (m^3/s).

R : Coefficient qui caractérise la résistance de la conduite (m).

$$R = \frac{8*\lambda*L}{\pi^2*g*D^5} \dots\dots\dots V-5)$$

Avec :

λ : Coefficient de perte de charge.

L : Longueur de la conduite (m).

g : Accélération de la pesanteur.

D : Diamètre de la conduite.

V.9. Point de fonctionnement

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

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

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

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

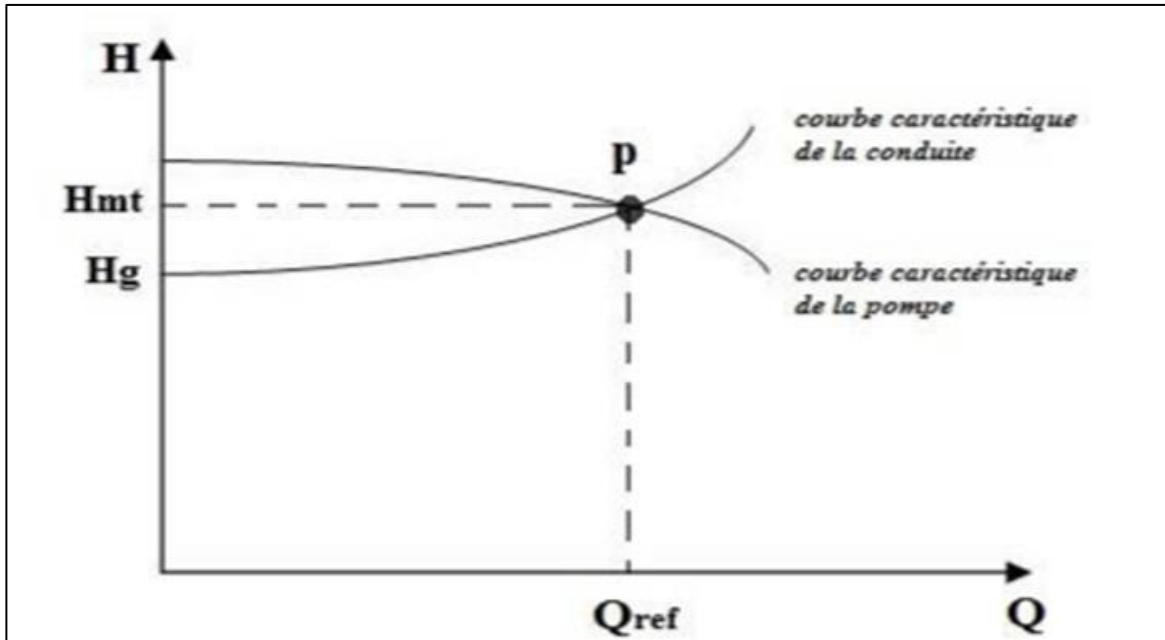


Figure V-5: point de fonctionnement d'une pompe.

V.10. Modes de réglage

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

V.10.1. Débit disponible > Débit appelé.

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

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

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

$$\eta_{ap,van}^{inst} = \eta_{av,van}^{inst} * \frac{H_{app}}{H_{app} + h_v} \dots\dots\dots V-6)$$

Avec :

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

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

H_{app} : Hauteur manométrique appelée (m).

h_v : Différence entre la hauteur $H'c$ et la hauteur appelée.

$$h_v = H'c - H_{app} \dots\dots\dots V-7)$$

$H'c$: Hauteur correspondant à la projection du débit appelé sur la courbe caractéristique de la pompe

- **Rognage** : C'est la diminution du diamètre extérieur de la roue de la pompe de telle façon à refouler le débit appelé.

En utilisant les lois de similitude, on obtient l'équation de la droite de rognage :

$$H = \frac{H_{app}}{Q_{app}} * Q \dots\dots\dots V-8)$$

Avec :

Q_{app} : Débit demandé ou débit appelé.

H_{app} : Hauteur manométrique totale appelé (m).

Après le rognage, le diamètre extérieur de la roue répond à l'équation suivante :

$$d = \phi * \sqrt{\frac{Q_{app}}{Q}} \dots\dots\dots V-9)$$

Avec :

Q : débit correspondant au point d'intersection entre la courbe de la pompe et la droite de rognage.

ϕ : diamètre extérieur de la roue avant le rognage.

d : diamètre extérieur de la roue après le rognage (mm).

❖ Rendement de rognage

$$R = (1-m)*100$$

Avec :

R : rendement de rognage (%).

m : coefficient de rognage.

$$m = \sqrt{\frac{Q_{app}}{Q}} \dots\dots\dots V-60)$$

Remarque :

Si le rendement de rognage est inférieur à 15 % alors le rognage est efficace.

▪ Augmentation des pertes de charge dans les conduites de refoulement

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

▪ Diminution de temps de pompage

Dans le cas où le pompage s'effectuerait dans un réservoir, le nouveau temps de fonctionnement de la station est :

$$t' = \frac{Q_{app}}{Q_{pf}} * t \dots\dots\dots V-71)$$

t : Temps prévu de fonctionnement de la station de pompage par jour.

t' : Nouveau temps de fonctionnement de la station de pompage par jour.

Q_{pf} : Débit correspondant au point de fonctionnement de la pompe.

- **Changement du type de la pompe**

Si cela est possible.

V.10.2. Débit disponible < Débit appelé

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

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

V.11. Dimensionnement de la bache de reprise de la station de pompage (SP)

La bache de reprise dans notre cas joue un rôle transitoire. Son dimensionnement est basé sur le temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge qui est généralement, estimé à un quart d'heure (15min).

Le volume de la bache de reprise est déterminé selon la formule suivante :

$$V_{bache} = \frac{Q_{max,j} * t}{T} \dots\dots\dots V-82)$$

Avec :

$Q_{max,j}$: Débit maximal journalier total.

T : Le temps de fonctionnement de la station de pompage ($T = 20h$).

t : Temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge ($t = 0.25h$).

V.11.1. Bache de la station de pompage (SP)

La station de pompage (SP) se situe à une distance de 890 m de réservoir projeté ($R2000 m^3$). Cette station sera équipée d'une bache d'eau qui sert à assurer la continuité de pompage. La bache est alimentée à partir d'un piquage sur le transfère SPET de diamètre (DN1200), la station de pompage elle reçoit un débit de 166.54 l/s.

Alors le volume de la bache de la station de pompage est déterminé par la relation suivante :

$$V_{bache} = \frac{14389.79 * 0.25}{20} = 179.87 m^3$$

En ajoutant le volume d'incendie au volume de la bache ($120 m^3$).

Alors en choisi un volume normalisé de 300 m^3 .

V.11.2. Dimension de la bête d'eau

On opte une bête d'eau enterré de forme rectangulaire, ces dimensions sont déterminées comme suite :

$$V = L * l * h \dots\dots\dots V-93)$$

On suppose $L = l$ (forme carré).

On prend $h = 3 \text{ m}$

$$V = L^2 * h = 300 \text{ m}^3$$

$$L^2 = \frac{300}{3} = 100 \text{ m}^2$$

Donc :

$$L = l = 10 \text{ m} \text{ et } h = 3 \text{ m}$$

V.11.3. La hauteur de la réserve d'incendie

$$h_{inc} = \frac{V_{inc}}{S} \dots\dots\dots V-104)$$

Avec

V_{inc} : Volume d'incendie.

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

D'où :

$$h_{inc} = \frac{120}{100} = 1.2 \text{ m}$$

V.12. Calcul des paramètres de la station de pompage

D'après les données recueillies et le choix du diamètre économique dans le chapitre précédent, le débit appelé est de $0,1998 \text{ m}^3/\text{s}$ c'est-à-dire la pompe choisie doit refouler un débit total journalier de 14389.79 m^3 pendant 20 heures et la hauteur manométrique totale nécessaire est de 106.36 m .

Tableau V-1 : Récapitulatif SP.

Tronçon	Cote départ (m)	Cote arrivée (m)	Hg (m)	L (m)	Q (m ³ /s)	Ht (m)	HMT (m)
SP-R	102	196.09	104.09	890	0.1998	2.27	106.36

➤ Choix du nombre de pompe

Le nombre de pompes est défini par la quantité d'eau à pomper et sa variation réelle en temps et en quantité. La capacité totale d'une station de pompage doit être établie de manière à garantir le débit d'eau maximum même si plusieurs pompes sont en panne.

Tableau V-2:Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre (SP).

N	Réserve	Total	% du débit pompe	Q _{app} (l/s)	HMT _{app} (m)	Q _p (l/s)	P _{abs,calculé} (KW)
1	1	2	100	199,8	106,36	199,8	277,9595
2	1	3	50	199,8	106,36	99,9	138,9798
3	1	4	33,33	199,8	106,36	66,6	92,65317
4	2	6	25	199,8	106,36	49,95	69,48988
5	2	7	20	199,8	106,36	39,96	55,5919
6	3	9	16,66	199,8	106,36	33,3	46,32659

Remarque

Le rendement des pompes est estimé à 75% (compris dans la fourchette de bonne fonctionnement).

A partir du tableau (V-2) on déduit que la variante avec trois pompes est la plus adéquate du point de vue de la combinaison nombre, puissance et débit pompé par chaque pompe minimale.

➤ Détermination de la puissance du moteur de la pompe :

$$P_m = \frac{P_p}{\eta_m} = \frac{92.65}{0.8} = 115.81 \text{ KW} \dots\dots\dots \text{V-115})$$

P_m : Etant la puissance du moteur d'entraînement de la pompe.

P_p : Etant la puissance de la pompe.

η_m : Etant le rendement du moteur.

➤ Calcul du courant nominal

L'électropompe est entraînée par un moteur asynchrone de puissance $P_m = 115.81$ kW sous une tension nominale de 400V 50Hz.

$$I_n = \frac{P_m}{U_n \sqrt{3} \cos \varphi} = \frac{115.81 \cdot 10^3}{400 \cdot \sqrt{3} \cos 0.85} = 167.17 \text{ A} \dots\dots\dots \text{V-126)}$$

U_n : Tension nominale du réseau triphasé 400V à 50Hz.

$\cos \varphi$: Déphasage entre la tension et le courant.

➤ Les caractéristiques du moteur

- Fréquence 50 Hz
- Tension nominale 400 V
- Vitesse nominale 2900 tr/min
- Nombre de pôles 2
- Puissance nominale $P_2 = 115.81$ kW
- Courant nominal 167.17 A
- Type de moteur 3~
- Classe d'isolation F
- Degré de protection IP 55

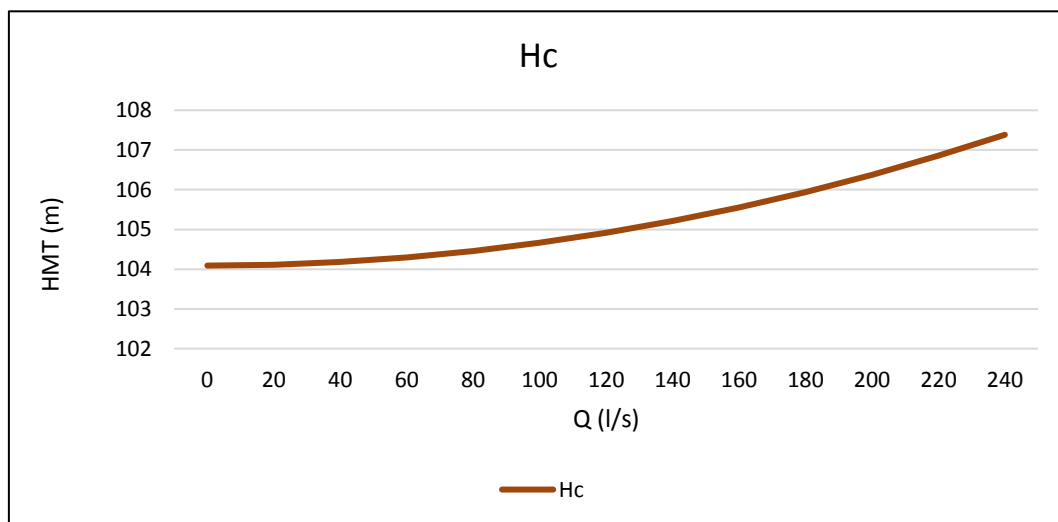
➤ La courbe caractéristique de la conduite

Ci-après l'application numérique pour la détermination de la courbe caractéristique de la conduite de refoulement :

Tableau V-3: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement SP-Réservoir

2Q (l/s)	Hg (m)	L _{ref} (m)	D _{int} (mm)	λ	ΔH_{lin} (m)	ΔH_{tot} (m)	H _c (m)
0	104,09	890	409,2	0,0095	0,000	0,000	104,09
20	104,09	890	409,2	0,0095	0,020	0,023	104,113
40	104,09	890	409,2	0,0095	0,080	0,091	104,181
60	104,09	890	409,2	0,0095	0,179	0,206	104,296
80	104,09	890	409,2	0,0095	0,318	0,366	104,456
100	104,09	890	409,2	0,0095	0,497	0,572	104,662
120	104,09	890	409,2	0,0095	0,716	0,823	104,913
140	104,09	890	409,2	0,0095	0,974	1,121	105,211
160	104,09	890	409,2	0,0095	1,273	1,464	105,554
180	104,09	890	409,2	0,0095	1,611	1,853	105,943
200	104,09	890	409,2	0,0095	1,989	2,287	106,377
220	104,09	890	409,2	0,0095	2,406	2,767	106,857
240	104,09	890	409,2	0,0095	2,864	3,293	107,383

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement est représentée sur la figure suivante :

**Figure V-13 :** La courbe caractéristique de la conduite SP-Réservoir.

Conclusion

La station de pompage SP sera conçue comme suit :

- Nb de pompes : 3P+1R
- Type : Pompe centrifuge multicellulaires à axe horizontal.
- Le débit total de refoulement est de $Q_t = 199.8$ l/s.
- Le débit unitaire de refoulement est de $Q_u = 66.6$ l/s.
- La hauteur manométrique total est de $HMT = 106.36$ m.

Remarque

Après l'installation des pompes, la recherche du point de fonctionnement est primordiale (l'intersection entre la courbe caractéristique de la pompe et celle de la conduite représentée par [Fig. V.5]) afin de garantir un bon fonctionnement des pompes et pour vérifier ensuite si une adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement par l'un des modes de réglage cités précédemment est envisageable.

➤ Régulation de la station de pompage

On devra prévoir des capteurs de niveau (TOR) dans le réservoir, qui sera considéré comme bêche d'aspiration, pour le démarrage et l'arrêt des pompes de telle façon que :

- Au-dessous du niveau bas d'aspiration NB les pompes sont à l'arrêt.
- Au niveau NH, les pompes démarrent.
- Au niveau NB, les pompes s'arrêtent.

Ainsi, nous recommandons le plan d'équipement des stations de pompage suivant :

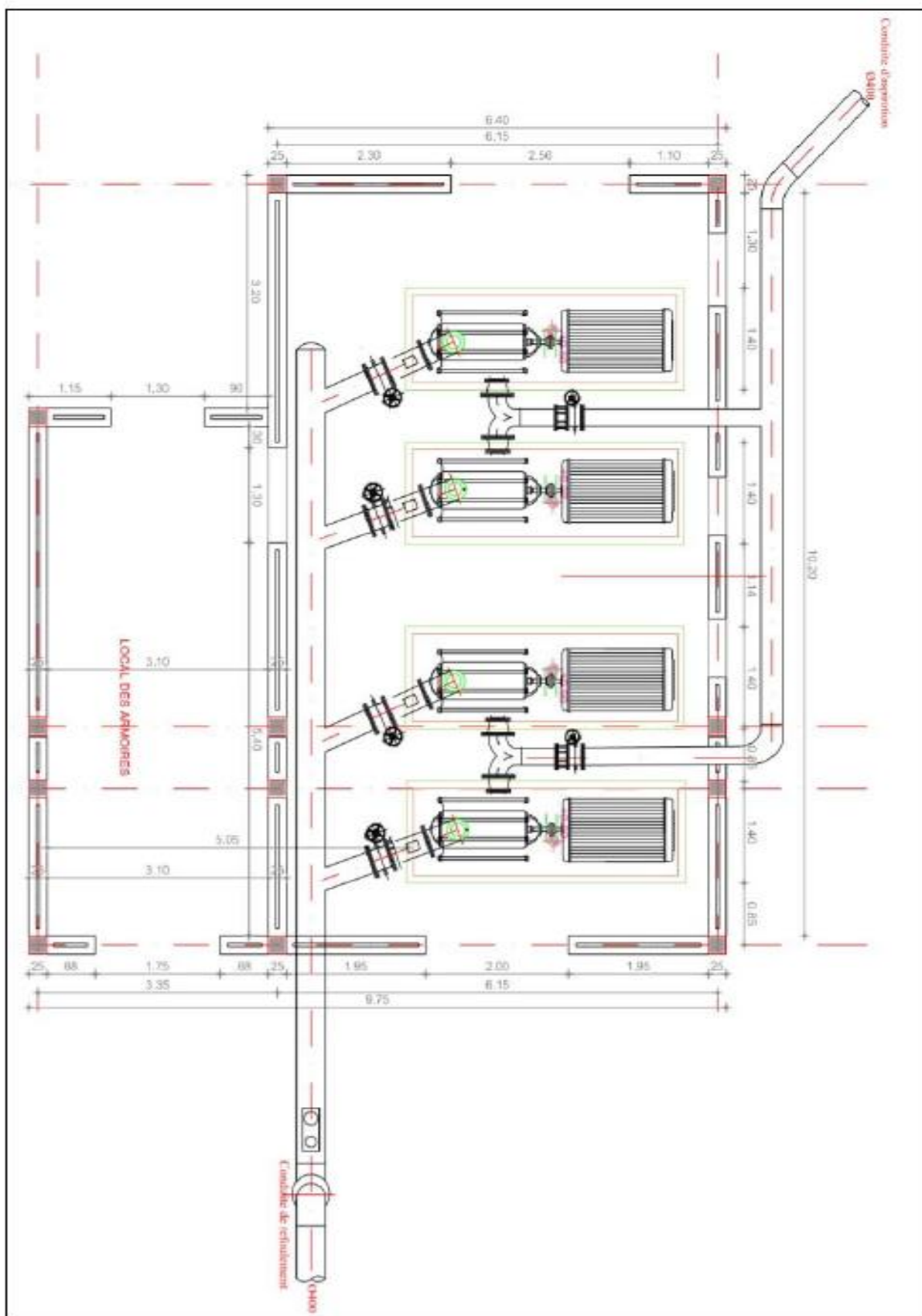


Figure V-14: Vue en plan du bâtiment de la stations de pompage.

V.13. Etude de cavitation

V.13.1. Définition de la cavitation

Lorsque dans un circuit hydraulique la pression descend au-dessous d'une certaine valeur, généralement voisine de la tension de vapeur du liquide, il se forme des bulles et des poches de vapeur et d'air qui, dans les zones de pression plus élevée, peuvent se refermer brutalement en occasionnant de bruit, des vibrations, une érosion des matériaux et une détérioration des caractéristiques hydrauliques. C'est le phénomène de cavitation, qui doit être soigneusement évité.

Cette cavitation dure dans le temps, peut entraîner des endommagements de certaine partie de la pompe.

V.13.2. Les effets de la cavitation

- La création de bulle de vapeur à l'aspiration s'accompagnant de leur condensation brutale dans ou en sortie de roue, lorsque la pression remonte.
- implosion des bulles de vapeur au niveau de la roue.
- Vibrations anormales.
- Bruit anormal.
- Destruction des garnitures d'étanchéité suite aux vibrations.
- Arrachement de matière dans les zones d'implosion.
- Chute du débit pompé lorsqu'apparaît le phénomène de cavitation (chute de performance).
- Détérioration de la pompe.

V.13.3. La hauteur d'aspiration admissible

Afin d'éviter le phénomène de cavitation, la condition suivante doit être vérifiée :

$$(NPSH)_d > (NPSH)_r \dots\dots\dots V-157)$$

Avec :

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

$(NPSH)_d$: Charge nette d'aspiration disponible, elle est égale à : $(NPSH)_d = (NPSH)_r + r$

r : Marge de sécurité, $r = (0.3 - 0.5)m$; on prend $r = 0.3m$.

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

Dans notre cas, on a à faire à des installations en aspiration, alors l' $NPSH_d$ est régie par la relation suivante :

$$(NPSH)_d = \frac{P_{at}}{\varpi} - \frac{P_v}{\varpi} - h_a - \frac{V^2}{2g} - \sum hp_{asp} \dots\dots\dots V-168)$$

Avec :

$\frac{P_{at}}{\varpi}$: Dépend de l'altitude d'implantation de la station de pompage (voir tableau. V.4).

$\frac{V^2}{2g}$: Dépend de température du liquide pompé (voir tableau. V.5).

Tableau V-4 : Pression atmosphérique en fonction de la côte.

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

Tableau V-5: 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

V.13.4. Calage de la pompe

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

Pour les installations en aspiration : $\nabla_{axe} = \nabla_{min} + h_{asp} - r \dots\dots\dots V-179)$

Avec :

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

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

$$\nabla_{min} = C_p - h_{inc} + h \dots\dots\dots V-20)$$

Avec :

C_p : Côte du plan d'eau dans le réservoir (m).

h : Hauteur d'eau dans le réservoir (m).

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

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

V.13.5. Refoulement SP-Réservoir

- La cote de la station de pompage est de 102 m alors $\frac{P_{at}}{\varpi} = 10.2m$
- La cote du plan d'aspiration : $C_p = 99$ m
- La température ambiante est considérée égale à 20°C donc $\frac{P_v}{\varpi} = 0.24m$.
- Le diamètre de la conduite d'aspiration : $D_a = 1.1 * DN$ donc : $D_a = 1.1 * 500 = 550mm$.
- D'où la vitesse d'aspiration : $V_a = 0.84$ m/s.
- Les pertes de charges linéaires à l'aspiration :

$$\sum h_{asp,lin} = \frac{K' * L * Q^\beta}{D^m} = \frac{0.001052 * 20 * 0.1998^2}{0.55^{4.772}} = 0.015 \text{ m}$$

- La perte de charge totale à l'aspiration $\Delta h_{asp} = 1.15 * h_{asp,lin} = 0.017$ m
- La hauteur d'aspiration $H_a = 2.6$ m.
- $(NPSH)_d = 10.2 - 0.24 - 2.6 - 0.036 - 0.017 = 7.31m$.

D'où $(NPSH)_r$ de la pompe à installer ne doit pas dépasser $(NPSH)_d - 0.3 = 7.01m$.

La cote de l'axe de la pompe : $\nabla_{axe} = 101.6 + 2.6 - 0.3 = 103.3m$.

V.14. Consigne d'exploitation

➤ Mise en marche

- Démarrer la vanne de refoulement fermé.
- Amorcer la pompe pour cette installation qui est en charge, ouvrir complètement la vanne d'aspiration.
- Mettre en marche le moteur électrique, dès que le moteur atteint son régime, ouvrir le robinet de vanne de refoulement progressivement en surveillant le manomètre tout en fixant le débit demander.

➤ Précautions à prendre au cours de service

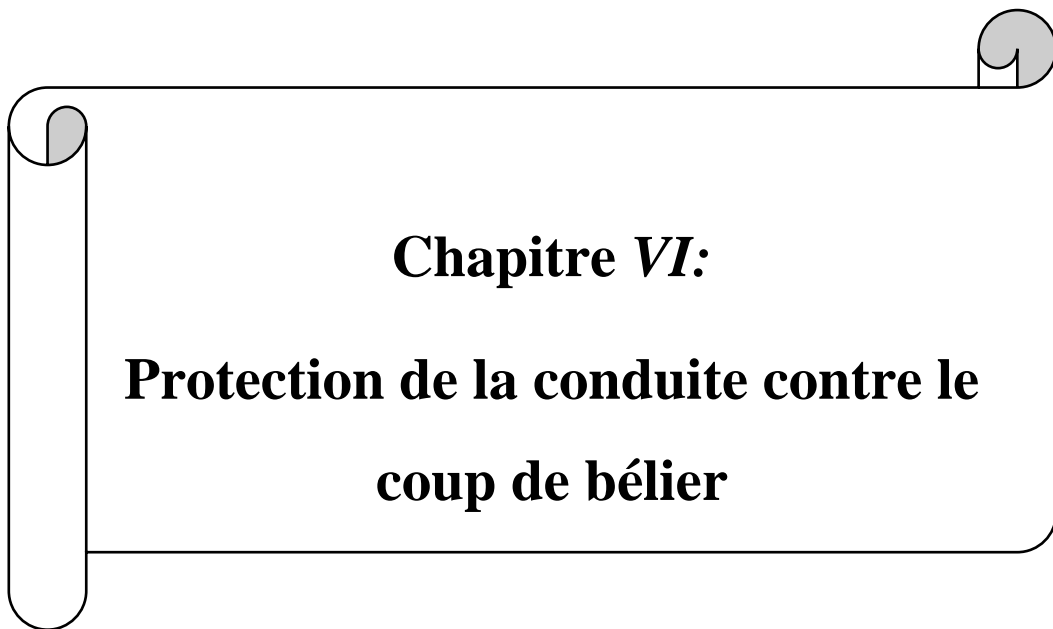
- Vérifier la température des paliers.
- Vérifier le niveau d'huile dans le carter.
- Vérifier le débit de fuite.

➤ **Arrêt des pompes**

- Fermer la vanne de refoulement progressivement avant l'arrêt.
- Arrêter le moteur suivant les instructions données par l'électricien.

V.15. Conclusion

Dans ce chapitre nous avons déterminé le type de pompe, adapté à notre projet, qui nous permette d'assurer la charge et le débit requis. Pour assurer la longévité du matériel, un entretien régulier et une bonne gestion sont nécessaires.



Chapitre VI: Protection de la conduite contre le coup de bélier

VI.1. Introduction

Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire de la pression (entre la surpression et la dépression), un écoulement non permanent (transitoire) apparaît dans une conduite lorsqu' on fait varier brusquement le débit à l'extrémité aval de celle-ci.

Ce phénomène peut provoquer des effets plus nocifs à la canalisation, il est nécessaire par conséquent d'empêcher la production de telles perturbations ou du moins de les atténuer.

Dans ce chapitre on va étudier d'une manière précise ce phénomène, les risques qu'il présente et les moyens de protections.

VI.2. Les causes du coup de bélier

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

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

VI.3. Les risques dus au coup de bélier

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

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

- **Fortes pressions** : Si la somme de la surpression et de la pression initiale dépasse la pression maximale admissible (PMA) de la conduite, il peut y avoir fissuration, des cassures de cette dernière, et dislocation des joints.

- **Pression négatives** : Apparaît soit à la suite d'une forte pression, soit à suite d'un arrêt brusque de la pompe. Si la pression devient inférieure à 10 m.c.e entraîne une implosion de la conduite, cavitation, l'aspiration des joints, décollement de l'enduit interne de protection.
- **Fatigue de la conduite** : l'alternance des surpressions et des dépressions provoque la fatigue de la conduite.

VI.4. Description des phénomènes physiques

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

VI.4.1. Première phase

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

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

VI.4.2. Deuxième phase

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

VI.4.3. Troisième phase

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

La couche de fluide près de la pompe est obligée de s'arrêter. Cette réduction d'énergie cinétique a pour effet une augmentation locale de la pression, ce qui provoque une compression du fluide et une

distension de la conduite. Ce processus se transmet jusqu'au réservoir, où il arrive au bout du temps $3T$.

VI.4.4. Quatrième phase

Quand cette onde de surpression atteint le réservoir, la pression du réservoir est inférieure à la pression de la conduite : l'écoulement s'inverse de nouveau pour revenir aux conditions initiales de pression et de vitesse, cette onde se propageant vers les pompes.

Au bout du temps $4T$, on se retrouve donc dans les conditions initiales : ce phénomène se poursuivrait indéfiniment si sous l'effet des pertes de charge, les ondes de dépression et de surpression ne se trouvaient pas progressivement amorties.

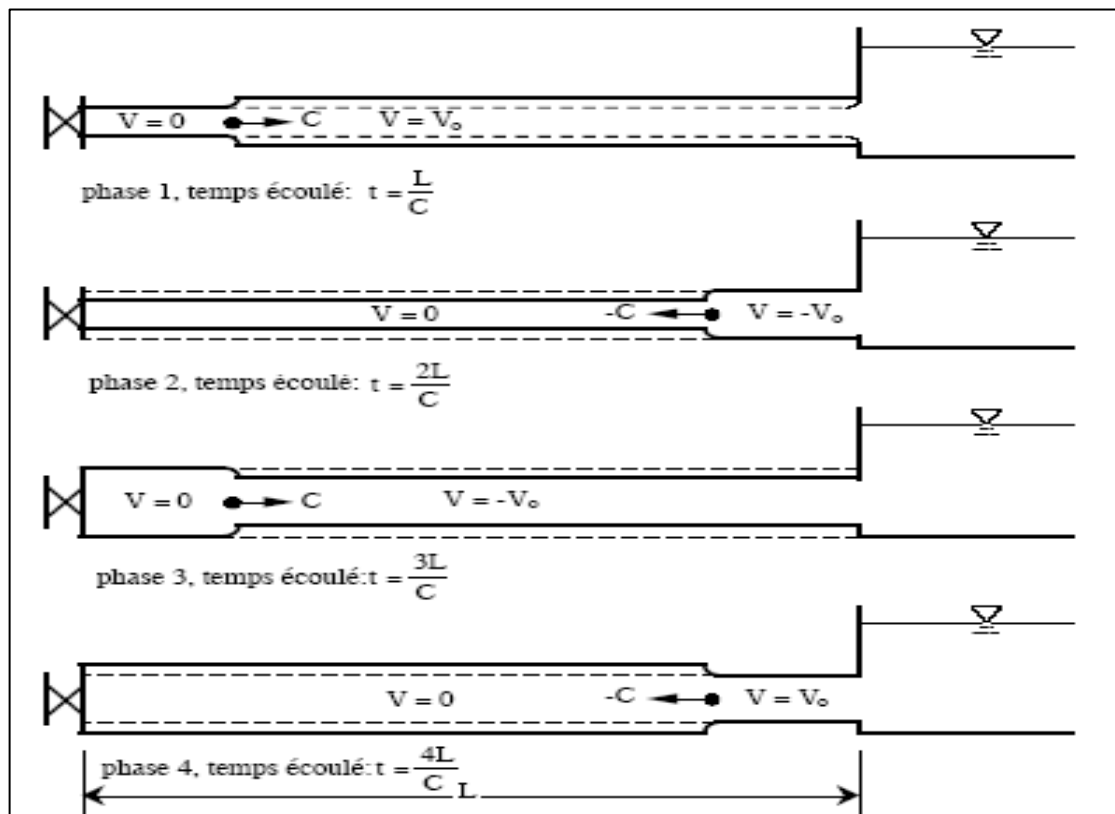


Figure VI-1: Étapes d'un cycle de variation de pression.

VI.5. Moyen de protection contre le coup de bélier

Les moyens et les équipements de protection contre le coup de bélier sont très variés. Ils sont choisis en fonction de la disposition de l'installation et des caractéristiques géométriques de cette dernière.

Ces moyens peuvent protéger la conduite, des dépressions et des surpressions maximales, que nous citerons quelques-uns :

➤ **Vanne à fermeture lente**

Cette solution ne permet de protéger que les adductions gravitaires, car elle ne remédie en aucun cas, à l'arrêt intempestif d'une pompe. Il s'agit en fait davantage, de limiter l'intensité du coup de bélier qui se produira.

➤ **Soupape de décharge**

C'est un ressort à boudin qui, en exploitation normale, par sa compression, obture un orifice placé sur la conduite au point à protéger. En cas de surpression, il s'ouvre très rapidement pour libérer le débit de retour dans la conduite, il permet ainsi de limiter la valeur de cette surpression. Cette soupape ne s'ouvre que si la pression dans la conduite dépasse 5% de la pression maximale de fonctionnement normal. Son utilisation nécessite un entretien suivi et une surveillance attentive.

➤ **Cheminée d'équilibre**

Une manière de réduire les surpressions dans une conduite, Elles sont des récipients ouverts à forte hauteur protégeant le tronçon en aval et réduisant l'intensité du coup de bélier en amont. Elles jouent le même rôle que les réservoirs d'air, mais on arrive à des ouvrages importants dans le cas de grandes et moyennes hauteurs de refoulement.

Les cheminées d'équilibre sont utilisées sur le tracé du refoulement qui comporte des points hauts ou peut survenir une cavitation en régime transitoire. Elles présentent certains avantages à savoir :

- Un fonctionnement qui ne nécessite aucun entretien
- La protection idéale pour les points du parcours difficilement accessibles.

➤ **Volant d'inertie**

Son principe est de continuer à assurer l'alimentation de la veine liquide, malgré l'arrêt du moteur actionnant la pompe.

C'est un disque de grande inertie, dont la masse est concentrée près de la périphérie, calé sur l'arbre du groupe motopompe, le volant accumule de l'énergie pendant la marche normale, et il la restitue au moment du l'arrêt du moteur, il permet ainsi d'allonger le temps d'arrêt de la pompe, donc de diminuer l'intensité du coup de bélier dans la conduite de refoulement.

➤ **Réservoir d'air**

C'est un réservoir métallique disposé à la station de pompage et raccordé au refoulement immédiatement à l'aval du clapet contenant de l'eau et de l'air sous pression, la pression dans l'air en marche normale équilibre la pression dans la conduite en cas de coup de bélier. Ce réservoir va alimenter la conduite en eau lors de la dépression (par suite la dilatation du volume d'air) et récupérer l'eau à partir de la conduite lors de la surpression (par suite de la compression du volume d'air), ainsi il permet de limiter aussi bien la dépression que la surpression. A cause de sa simplicité et son efficacité, le réservoir d'air est le moyen de protection contre les coups de bélier le plus utilisé en alimentation en eau.

VI.6. Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier

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

La célérité de l'onde étant été calculée via la formule améliorée de Mr.B.SALAH.

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

Avec :

K : Coefficient d'élasticité de l'eau ; $K = 2,07 * 10^9$ Pascal.

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

E_m : Module de Young du matériau de la conduite : PEHD $3.3 * 10^9$ Pascal.

E_s : Module de Young du sol ; $E_s = 2 * 10^8$ Pascal.

ϑ_m : Coefficient de poisson du matériau. $\vartheta_m = 0.46$ PEHD.

ϑ_s : Coefficient de poisson du sol entourant la conduite. $\vartheta_s = 0.33$

e_m : Epaisseur de la conduite (m).

a : Rayon intérieur de la conduite (m).

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

$$T_r = \frac{2 * L}{c} \dots \dots \dots (VI-2)$$

Avec :

T_r : Temps de retour de l'onde de déformation (s).

L : Longueur de la conduite (m).

C : Célérité d'onde (m/s).

Pour protéger la conduite gravitaire il faut $T > T_r$.

Le coup de bélier est calculé par la formule de MICHAUD suivante :

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

Avec :

L : La longueur de la conduite (m).

V_0 : Vitesse d'écoulement (m).

VI.7. Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier

On pratique il n'est pas possible de supprimer totalement l'effet du coup de bélier mais on peut arriver à le limiter à une valeur compatible à la résistance des installations.

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

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

Mais pour notre étude, nous avons choisi comme moyen de protection un réservoir d'air grâce aux avantages qu'il présente :

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

Les deux figures suivantes nous représentent un réservoir d'air et le principe de fonctionnement :

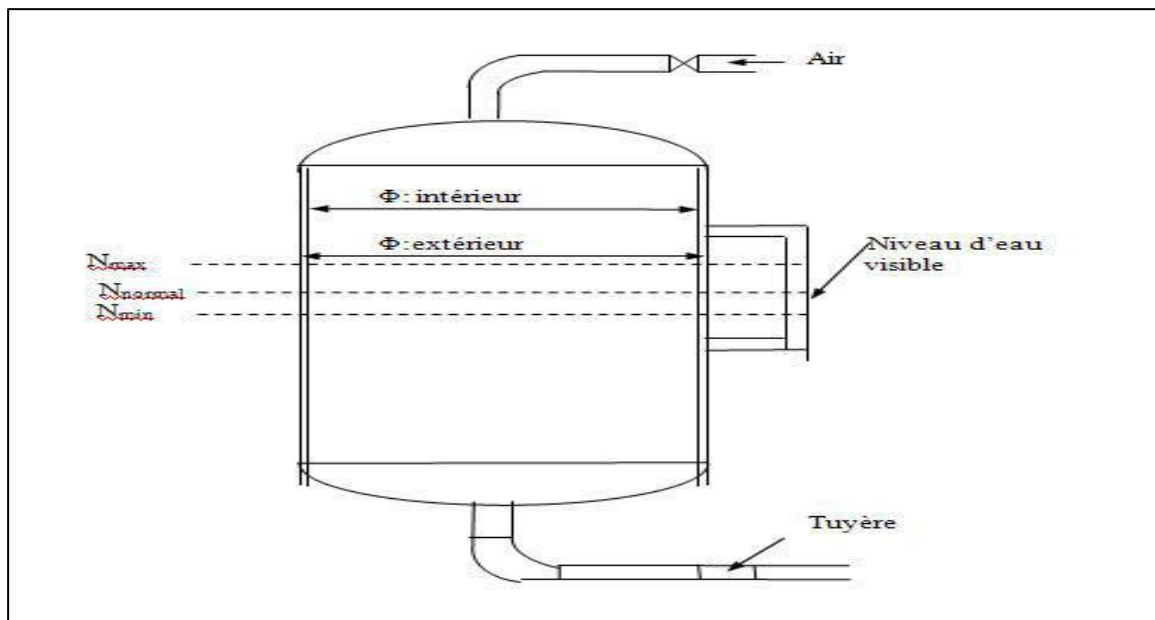


Figure VI-3: Réservoir d'air

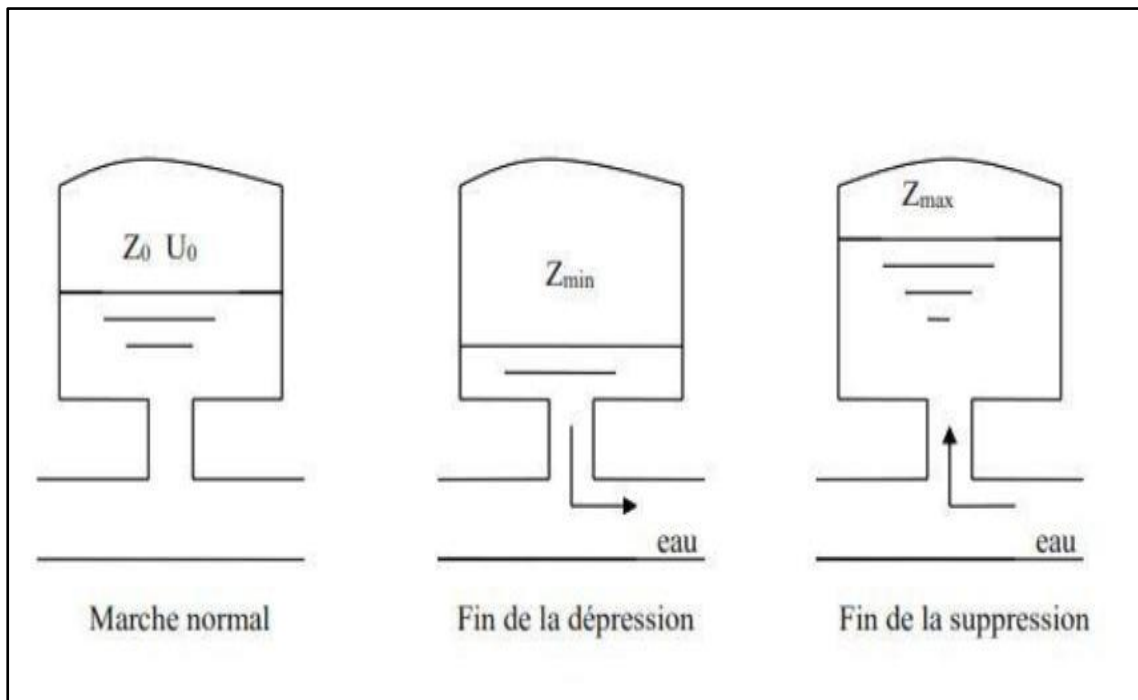


Figure VI-4: Principe de fonctionnement d'un réservoir d'air.

❖ Calcul des réservoirs d'air

Dans les installations de moyenne importance, l'appareil le plus simple et le plus sûr est le réservoir à air, muni ou non d'un diaphragme.

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

Pour la détermination du volume d'air anti bélier il y a plusieurs méthodes :

➤ 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.

➤ Méthode de PEUCH et MEUNIER

L'étude comparative fait par MM. PEUCH et MEUNIER sur tous les abaques existants montre que tous les résultats sont compris dans une fourchette de 10%. Cette précision est suffisante pour faire un dimensionnement industriel et nous choisirons la méthode la plus simple à appliquer.

➤ **Méthode de Vibert**

C'est une méthode graphique simplifiée de détermination du volume d'air avec l'abstraction des pertes de charges dans les conduites et elle ne prend pas en compte l'organe d'étranglement.

Remarque : Nous optons pour la méthode de Vibert.

• **Principe de la méthode**

La valeur maximale de la surpression et de la dépression est donnée par la relation suivante :

$$\Delta H = \pm \frac{C \cdot V_0}{g} \dots \dots \dots (VI-3)$$

La surpression :

$$H_s = H_g + \Delta H \dots \dots \dots (VI-4)$$

La dépression :

$$H_d = H_g - \Delta H \dots \dots \dots (VI-5)$$

Avec :

V_0 : Vitesse d'écoulement en régime permanent (vitesse de refoulement) = 0,75 m/s.

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

C : Célérité de l'onde (m/s).

H_g : Hauteur géométrique (m).

La célérité de l'onde C sera calculée par la formule améliorée par Pr. SALAH B. donnant la célérité d'onde du coup de bélier quand la conduite est enterrée.

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

Avec :

K : Coefficient d'élasticité de l'eau ; $K = 2,07 * 10^9 \text{ Pascal}$.

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

E_m : Module de Young du matériau de la conduite.

E_s : Module de Young du sol ; $E_s = 2 \cdot 10^8 \text{ Pascal}$.

ν_m : Coefficient de poisson du matériau.

ν_s : Coefficient de poisson du sol entourant la conduite.

e_m : Epaisseur de la conduite (m).

a : Rayon intérieur de la conduite (m).

Le volume d'air du réservoir anti-bélier sera calculé par la formule suivante :

$$U_0 = \frac{V_0^2}{2g \cdot Z_0} * \frac{L \cdot S}{f(Z/Z_0)} \dots \dots \dots (\text{VI-7})$$

Avec :

Z_0 : La pression absolue en m.c.e.

U_0 : Volume d'air dans la cloche en régime permanent.

L : Longueur de la canalisation (m).

S : Section de la conduite (m^2).

$$f\left(\frac{Z}{Z_0}\right) = \frac{Z_0}{Z_{min}} - 1 - \log\left(\frac{Z_0}{Z_{min}}\right)$$

→ Utilisation de l'abaque de Vibert.

$$\frac{U_0}{L \cdot S} = \frac{V_0^2}{2 \cdot g} \cdot \frac{1}{Z_0} \cdot \frac{1}{f(Z/Z_0)}$$

$$\text{On pose : } h_0 = \frac{V_0^2}{2 \cdot g}$$

$$\text{On obtient : } \frac{U_0}{L \cdot S} = \frac{h_0}{Z_0} \cdot \frac{1}{f(Z/Z_0)}$$

$$\text{Et par conséquent : } U_0 = L * S \cdot \frac{h_0}{Z_0} \cdot \frac{1}{f(Z/Z_0)}$$

VI.8. Calcul du volume du réservoir d'air

Tableau VI-1: Les données de base de la SP.

Tronçon	D_{ext} (mm)	D_{int} (mm)	e (mm)	R_{int} (mm)	V (m/s)	S (m ²)	H_g (m)
SP- Réservoir	500	409.2	45.4	204.6	1.519	0.1315	104.09

➤ Calcul de la célérité de l'onde

$$C = \frac{\sqrt{\frac{2.07 * 10^9}{1000}}}{\sqrt{1 + \frac{2.07 * 10^9 * 2 * 0.2046 * (1 - 0.46^2) * (1 - 0.33)}{(1 - 0.46^2) * 0.2046 * 2 * 10^8 + 3.3 * 10^9 * 0.0454 * (1 - 0.33)}}$$

D'où $C = 687.99 \text{ m/s}$

➤ Calcul de la valeur du coup de bélier

$$\Delta H = \pm \frac{C * V_0}{g}$$

-En surpression :

$$\Delta H = + \frac{687.99 * 1.519}{9.81} = +106.52 \text{ m}$$

-En dépression :

$$\Delta H = - \frac{687.99 * 1.519}{9.81} = -106.52 \text{ m}$$

Donc, on aura :

$$-H_s = 104.09 + 106.52 = 210.61 \text{ m}$$

La charge statique absolue : $Z_0 = H_g + 10 = 104.09 + 10 = 114.09 \text{ m}$

- La charge maximale absolue : $Z_{max} = Z_0 + \Delta H = 114.09 + 106.52 = 220.61 \text{ m}$

Les paramètres à calculer pour l'utilisation de l'abaque de Vibert sont :

$$\frac{Z_{max}}{Z_0} = 1.933 \qquad \frac{U_0}{L*S} = 7 * 10^{-3} \Rightarrow U_0 = 0.819 \text{ m}^3$$

$$\frac{Z_{min}}{Z_0} = 0.54 \qquad \Rightarrow$$

$$\frac{h_0}{Z_0} = \frac{v_0^2/2g}{Z_0} = 1.03 * 10^{-3} \qquad \text{D'où } U_{max} = \frac{U_0 Z_0}{Z_{min}} = 1.516 \text{ m}^3$$

Tableau VI-2: Calcul de volume de réservoir d'air

Tronçon	Z_0 (m)	Z_{max} (m)	$\frac{Z_{max}}{Z_0}$	h_0 (m)	$\frac{h_0}{Z_0}$ (10^{-3})	$\frac{U_0}{L * S}$ (10^{-3})	$\frac{Z_{min}}{Z_0}$	U_0 (m^3)	U_{max} (m^3)
SP-R	114.09	220.61	1.933	0.117	1.03	0.819	0.54	0.819	1.516

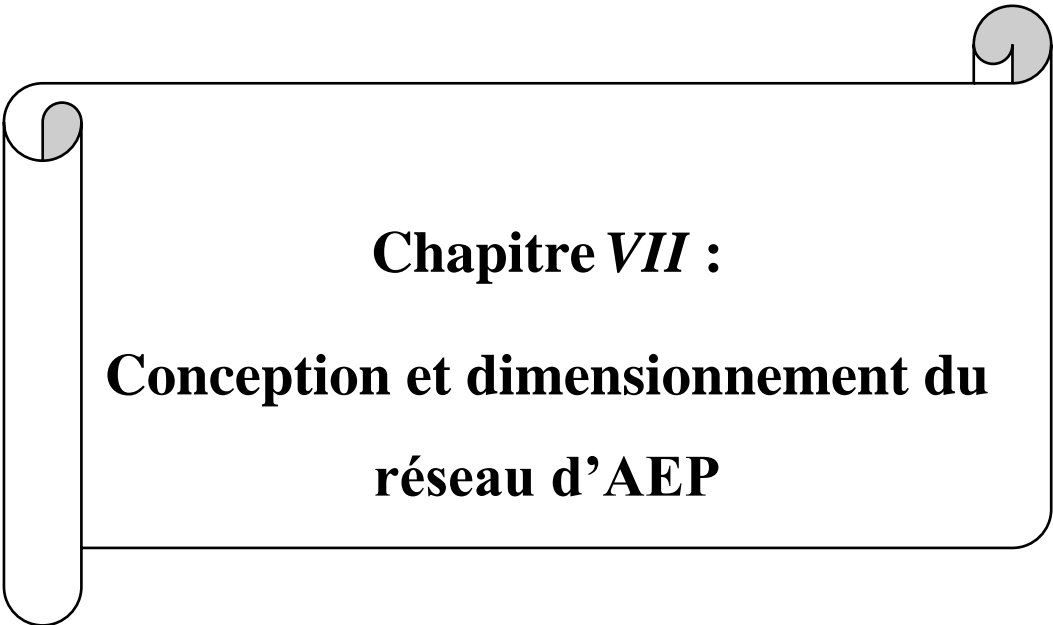
Donc le volume du réservoir d'air normalisé choisie est : **2000 litres.**

VI.9. Installation du réservoir d'air

Le réservoir d'air sera installé à l'extérieur du bâtiment de la station de pompage afin de réduire l'encombrement à l'intérieur de la salle des machines et de gagner sur son génie civil.

VI.10. Conclusion

Au cours de ce chapitre nous avons défini le phénomène de coup de bélier ainsi que les différents moyens de protection, et on a essayé de contrôler ce phénomène en installant un réservoir d'air pour la conduite de refoulement (SP-Réservoir).



Chapitre *VII* :
Conception et dimensionnement du
réseau d'AEP

Chapitre VII: Réseau de distribution

VII.1.Introduction

A partir de réservoir, l'eau est distribuée dans un réseau de canalisations, dans 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, donc il s'agit de décrire le fonctionnement hydraulique de notre réseau de distribution et en déterminant les différents paramètres hydrauliques du réseau.

VII.2.Classification des réseaux

Les réseaux de distribution peuvent être classés comme suite :

❖ Selon la disposition des réseaux dans l'agglomération

a) Réseau unique

Dans le cas d'un relief plat ou moyennement accidenté, on peut projeter un seul réseau et avoir de bonnes conditions technique (pression).

b) Réseau étagé

Lors de l'étude d'un projet d'alimentation d'une ville en eau potable, il arrive que celle-ci présente des différences de niveaux importantes. La distribution par le réservoir projeté donne de fortes pressions aux points bas (les normes des pressions ne sont pas respectées). L'installation d'un réservoir intermédiaire alimenté par le premier, régularise la pression dans le réseau. Ce type de réseau est appelé réseau étagé.

❖ Selon la disposition des tronçons dans le réseau

a) Réseau maillé

Le réseau maillé est constitué principalement d'une série de canalisations qui forment des boucles fermées, cela permet l'alimentation en retour. Ce type de réseau est utilisé en général dans les zones urbaines pratiquement plates, et tendent à se généraliser dans les agglomérations rurales sous forme associée aux réseaux ramifiés.

b) Réseau ramifié

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 principale prive d'eau tous les abonnés d'aval. Ce type de réseau est généralement opté pour les zones rurales.

c) Réseau combiné

Un réseau dit combiné (ramifié et maillé) lorsqu'il est constitué d'une partie ramifiée et une autre maillé. Ce type de schéma est utilisé pour desservir les quartiers en périphérie de la ville par ramification issues des mailles utilisées dans le centre de cette ville, il est opté aussi pour des agglomérations qui présentent des endroits plats et d'autres accidentés.

Remarque

Vu la bonne répartition des équipements dans notre ville on adopte le réseau maillé, vu les avantages qu'il présente :

- Il permet une alimentation en retour, c'est-à-dire qu'en cas d'accident sur un tronçon, il poursuit l'alimentation des abonnés en aval situés le long des autres tronçons.
- Bien qu'il soit plus coûteux d'établissement, mais en raison de la sécurité qu'il procure, il doit être toujours préféré au réseau ramifié.

VII.3.Principe de tracé du tracé

Le tracé du réseau se fait comme suite :

- Il faut repérer les consommateurs importants.
- Repérer les quartiers ayant une densité de population importante.
- Déterminer l'itinéraire (sens) principal pour assurer la distribution à ces consommateurs.
- Suivant ce sens, tracer les conduites principales en parallèle.
- Ces conduites principales doivent être réparties pour avoir une bonne distribution d'eau.
- Pour alimenter l'intérieur des quartiers, les conduites principales sont reliées entre elle par des conduites secondaires pour former des boucles (mailles).

VII.4.Choix du type de matériau

Les conduites constituant l'élément principal du réseau, leur choix doit répondre à deux types d'exigences :

- **Exigences techniques**
 - Résistance aux attaques chimiques, aux pressions et à la résistance des charges mobiles.
 - Adaptation aux terrains de pose.

- Bonne étanchéité.
- Facilité d'entretien et mise en service.
- **Exigences économiques**
 - Le prix de la fourniture, du transport et de pose.
 - La disponibilité sur le marché local.

Remarque

Nous avons opté pour des canalisations en PEHD, présente plus d'avantage que les autres matériaux (Résiste mieux aux remblais et aux forte pression).

VII.5. Calcul hydraulique du réseau de distribution

La détermination des débits dans un réseau maillé s'effectue de la manière suivante :

- On détermine la longueur de chaque tronçon du réseau.
- On calcule le débit spécifique en considérant les débits en route.
- On calcul les débits en route pendant les heures considérées de pointe.
- Connaissant les débits en route, on détermine les débits concentrés aux nœuds.

Le système projeté dans notre ville est le système de distribution avec un réservoir de tête. Pour la détermination des différents paramètres hydraulique de réseau on va étudier les deux cas : cas de pointe et cas de pointe pus incendie.

VII.5.1. Détermination des débits du réseau

VII.5.1.1) Débit spécifique

C'est le volume d'eau distribuée à un mètre de canalisation pendant une seconde : on admet que les besoins sont répartis régulièrement sur la longueur du réseau de distribution.

$$q_{sp} = \frac{Q_r}{\sum L} \dots\dots\dots \text{VII-1)}$$

Avec :

q_{sp} : Débit spécifique (l/s/m).

Q_r : Débit route global (l/s). Avec : $Q_r = Q_{max,h} - \sum Q_{conc} \dots\dots\dots \text{VII-2)}$

$\sum L$: Somme des longueurs (m).

$Q_{max,h}$: Débit maximum horaire (l/s).

ΣQ_{conc} : Somme des débits concentrés (l/s).

VII.5.1.2) Débit en route

Le débit en route pour chaque tronçon est le produit de sa longueur par le débit spécifique, il est calculé par la formule suivante :

$$Q_r = q_{sp} * L_i \dots\dots\dots \text{VII-3)}$$

Avec :

q_{sp} : Débit spécifique (l/s/ml).

L_i : La longueur du tronçon (m).

VII.5.1.3) Débit au nœud

Les débits nodaux sont des débits concentrés en chaque nœud, ces débits sont déterminés par

La formule suivante :

$$Q_{n,i} = 0.5 \Sigma Q_{r,i} + Q_{conc} \dots\dots\dots \text{VII-4)}$$

Avec :

$Q_{n,i}$: Débit au nœud (l/s).

$\Sigma Q_{r,i}$: Somme des débits route des tronçons reliés au nœud i.

Q_{conc} : Somme des débits concentrés (l/s).

(Pour notre projet on n'a pas de débit concentré : $Q_{conc} = 0$)

VII.6. Calcul des différents débits du réseau

VII.6.1. Cas de pointe

Dans notre cas on n'a pas de débits concentrés, donc : $Q_r = Q_{max,h}$

Et $Q_{max,h} = 223.84 \text{ l/s}$

La longueur totale du réseau de distribution est : $\Sigma L = 15141.83 \text{ m}$

Alors le débit spécifique est :

$$q_{sp} = \frac{223.84}{15141.83} = 0.0147 \text{ l/s/m}$$

Les résultats de calcul sont établis dans les tableaux suivant :

Tableau VII-2: calcul des débits nodaux (cas de pointe).

Nœud	Tronçon	Longueur (m)	Qsp (l/s/m)	Qr (l/s)	Qn (l/s)
1	R_1	112,18	0,0223	2,502	8,977
	1_2	75,67	0,0223	1,687	
	1_4	617,31	0,0223	13,766	
2	2_1	75,67	0,0223	1,687	5,540
	2_3	216,31	0,0223	4,824	
	2_12	204,94	0,0223	4,570	
3	3_2	216,31	0,0223	4,824	20,934
	3_4	723,83	0,0223	16,141	
	3_9	254,45	0,0223	5,674	
	3_12	682,93	0,0223	15,229	
4	4_1	617,31	0,0223	13,766	15,586
	4_3	723,83	0,0223	16,141	
	4_5	56,77	0,0223	1,266	
5	5_4	56,77	0,0223	1,266	9,707
	5_6	161,28	0,0223	3,597	
	5_17	652,6	0,0223	14,553	
6	6_5	161,28	0,0223	3,597	9,95
	6_7	251,4	0,0223	5,606	
	6_18	480,52	0,0223	10,716	
7	7_6	251,4	0,0223	5,606	6,547
	7_8	213,08	0,0223	4,752	
	7_19	122,73	0,0223	2,737	
8	8_7	213,08	0,0223	4,752	6,042
	8_9	68,26	0,0223	1,522	
	8_14	260,57	0,0223	5,811	
9	9_3	254,45	0,0223	5,674	9,258
	9_8	68,26	0,0223	1,522	
	9_10	507,65	0,0223	11,321	

Suite du **Tableau (VII.1)** : calcul des débits nodaux (cas de pointe).

Nœud	Tronçon	Longueur (m)	Qsp (l/s/m)	Qr (l/s)	Qn (l/s)
10	10_9	507,65	0,0223	11,321	10.933
	10_11	314,4	0,0223	7,011	
	10_13	158,53	0,0223	3,535	
11	11_10	314,4	0,0223	7,011	10.206
	11_12	238,36	0,0223	5,315	
	11_13	362,61	0,0223	8,086	
12	12_2	204,94	0,0223	4,570	12,557
	12_3	682,93	0,0223	15,229	
	12_11	238,36	0,0223	5,315	
13	13_10	158,53	0,0223	3,535	11,851
	13_11	362,61	0,0223	8,086	
	13_14	541,77	0,0223	12,081	
14	14_8	260,57	0,0223	5,811	18,949
	14_13	541,77	0,0223	12,081	
	14_15	897,13	0,0223	20,006	
15	15_14	897,13	0,0223	20,006	18,466
	15_16	574,82	0,0223	12,818	
	15_19	184,26	0,0223	4,109	
16	16_15	574,82	0,0223	12,818	11,588
	16_17	262	0,0223	5,843	
	16_18	166,61	0,0223	3,715	
17	17_5	652,6	0,0223	14,553	13,19
	17_16	262	0,0223	5,843	
	17_18	232,5	0,0223	5,185	
18	18_6	480,52	0,0223	10,716	14,967
	18_16	166,61	0,0223	3,715	
	18_17	232,5	0,0223	5,185	
	18_19	426,86	0,0223	9,519	

Suite du **Tableau (VII.1)** : calcul des débits nodaux (cas de pointe).

Nœud	Tronçon	Longueur (m)	Qsp (l/s/m)	Qr (l/s)	Qn (l/s)
19	19_7	122,73	0,0223	2,737	8.582
	19_15	184,26	0,0223	4,109	
	19_18	426,86	0,0223	9,519	

VII.6.2. Cas de pointe + incendie

Pour ce cas le calcul se fait de la même façon que le cas précédent mais on doit assurer le débit d'incendie donné par le réservoir de 17 l/s, qui doit être rajouté dans le point le plus défavorable qui est le nœud 15. Le débit véhiculé dans le réseau sera égale au débit de pointe + débit d'incendie.

$$Q_{max,h+inc} = 240,84 \text{ l/s}$$

Et le débit nodal au point défavorable sera :

$$Q_{n15} = 35.562 \text{ l/s}$$

Tableau VII-3: calcul des débits nodaux (cas de pointe + incendie).

Nœud	Tronçon	Longueur	Qsp	Qr (l/s)	Qn (l/s)
1	R_1	112,18	0,0223	2,502	8,977
	1_2	75,67	0,0223	1,687	
	1_4	617,31	0,0223	13,766	
2	2_1	75,67	0,0223	1,687	5,540
	2_3	216,31	0,0223	4,824	
	2_12	204,94	0,0223	4,570	
3	3_2	216,31	0,0223	4,824	20,934
	3_4	723,83	0,0223	16,141	
	3_9	254,45	0,0223	5,674	
	3_12	682,93	0,0223	15,229	
4	4_1	617,31	0,0223	13,766	15,586
	4_3	723,83	0,0223	16,141	
	4_5	56,77	0,0223	1,266	

Suite du **Tableau (VII.2)** : calcul des débits nodaux (cas de pointe + incendie).

Nœud	Tronçon	Longueur	Qsp (l/s/m)	Qr (l/s)	Qn (l/s)
5	5_4	56,77	0,0223	1,266	9.707
	5_6	161,28	0,0223	3,597	
	5_17	652,6	0,0223	14,553	
6	6_5	161,28	0,0223	3,597	9.959
	6_7	251,4	0,0223	5,606	
	6_18	480,52	0,0223	10,716	
7	7_6	251,4	0,0223	5,606	6.547
	7_8	213,08	0,0223	4,752	
	7_19	122,73	0,0223	2,737	
8	8_7	213,08	0,0223	4,752	6,042
	8_9	68,26	0,0223	1,522	
	8_14	260,57	0,0223	5,811	
9	9_3	254,45	0,0223	5,674	9,258
	9_8	68,26	0,0223	1,522	
	9_10	507,65	0,0223	11,321	
10	10_9	507,65	0,0223	11,321	10,933
	10_11	314,4	0,0223	7,011	
	10_13	158,53	0,0223	3,535	
11	11_10	314,4	0,0223	7,011	10,206
	11_12	238,36	0,0223	5,315	
	11_13	362,61	0,0223	8,086	
12	12_2	204,94	0,0223	4,570	12,557
	12_3	682,93	0,0223	15,229	
	12_11	238,36	0,0223	5,315	
13	13_10	158,53	0,0223	3,535	11,851
	13_11	362,61	0,0223	8,086	
	13_14	541,77	0,0223	12,081	
14	14_8	260,57	0,0223	5,811	18,949
	14_13	541,77	0,0223	12,081	
	14_15	897,13	0,0223	20,006	

Suite du **Tableau (VII.2)** : calcul des débits nodaux (cas de pointe + incendie).

Nœud	Tronçon	Longueur (m)	Qsp (l/s/m)	Qr (l/s)	Qn (l/s)
15	15_14	897,13	0,0223	20,006	35,466
	15_16	574,82	0,0223	12,818	
	15_19	184,26	0,0223	4,109	
16	16_15	574,82	0,0223	12,818	11,588
	16_17	262	0,0223	5,843	
	16_18	166,61	0,0223	3,715	
17	17_5	652,6	0,0223	14,553	13,19
	17_16	262	0,0223	5,843	
	17_18	232,5	0,0223	5,185	
18	18_6	480,52	0,0223	10,716	14,967
	18_16	166,61	0,0223	3,715	
	18_17	232,5	0,0223	5,185	
	18_19	426,86	0,0223	9,519	
19	19_7	122,73	0,0223	2,737	8,582
	19_15	184,26	0,0223	4,109	
	19_18	426,86	0,0223	9,519	

VII.7. Calcul hydraulique du réseau de distribution

A partir du réservoir, l'eau est distribuée dans un réseau de canalisation, dans laquelle les branchements seront réalisés.

En vue de l'alimentation des abonnées, Les canalisations devront en conséquence présenter un diamètre compatible au débit transporter et supporter les différentes pressions de service.

VII.7.1. Méthode de calcul

La méthode utilisée dans les calculs du réseau de distribution est celle de HARDY CROSS effectuée par le logiciel de simulation EPANET, il utilise l'algorithme HARDY CROSS pour déterminer la valeur et le sens du débit réel circulant dans les conduites.

La méthode de HARDY CROSS est une méthode d'approximations successives qui repose sur deux lois :

- **Loi des nœuds**

En un nœud quelconque d'une maille, la somme des débits entrants est égale à la somme des débits sortants.

- **Loi des mailles**

Sur le parcours d'une maille la somme algébrique des pertes de charge doit être égale à zéro.

$$\sum \Delta H = \sum (RQ^n) = 0 \dots\dots\dots \text{VII-5}$$

Avec :

n : Désigne l'exposant qui tient compte du régime d'écoulement.

R : La résistance de la conduite.

Q : Le débit circulant dans la conduite.

VII.7.2. Principe de la méthode de HARDY-CROSS

Après une répartition arbitraire des débits, ainsi que le sens d'écoulement d'une manière à satisfaire la 1^{ère} loi (loi des nœuds), nous arrivons à l'obtention d'une répartition finale vérifiant la 2^{ème} loi de KIRCHOFF (loi de maille) par approximation successive.

➤ **Détermination du débit correctif**

Nous avons : $Q = Q_0 + \Delta Q \dots\dots\dots \text{VII-6}$

Avec :

Q : Débit réel (l/s).

Q_0 : Débit arbitraire supposé (l/s).

ΔQ : Débit correctif (l/s).

Nous avons : $\Delta H = RQ^2$

R : Résistance de la conduite.

$$\Delta H = R(Q_0 + \Delta Q)^2 \dots\dots\dots \text{VII-7}$$

$$\sum R(Q_0 + \Delta Q)^2 = \sum R(Q_0^2 + 2Q_0\Delta Q + \Delta Q^2) = 0$$

Avec :

ΔQ Est très petit par rapport Q_0 .

$$\Delta Q^2 = 0$$

$$\sum R(Q_0^2 + 2Q_0\Delta Q) = 0 \quad \Rightarrow \quad \sum RQ_0^2 = -2\sum RQ_0\Delta Q \quad \Rightarrow \quad \Delta Q = -\frac{\sum RQ_0^2}{2\sum RQ_0}$$

$$\text{Alors : } \Delta Q = -\frac{\sum \Delta H}{2\sum RQ_0}$$

On détermine les pertes de charges totales (singulière et linéaire) dans chaque tronçon du réseau de la manière suivante.

$$\Delta H_t = \Delta H_s + \Delta H_l \dots\dots\dots \text{VII-8)}$$

Les pertes de charges singulières sont estimées à 15% des pertes de charges linéaires.

$$\Delta H_t = \Delta H_l + 0.15\Delta H_l = 1.15\Delta H_l$$

Avec :

ΔH_s : Pertes de charge singulière.

ΔH_l : Pertes de charge linéaire.

ΔH_t : Pertes de charge totale.

Les pertes de charges linéaires peuvent être calculées par plusieurs formules et parmi ces formules on utilise celle de DARCY :

$$\Delta H = \frac{8*\lambda*L*Q^2}{g*\pi^2*D^5} \dots\dots\dots \text{VII-9)}$$

Avec :

λ : Coefficient de frottement linéaire.

L : Longueur de la conduite (m).

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

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

D : Diamètre de la conduite (m).

VII.8. Calcul de réseau

Pour la simulation du comportement de notre réseau de distribution on a utilisé le logiciel

EPANET, qui calcule le débit dans chaque tuyau, la pression à chaque nœud et le niveau de l'eau dans les réservoirs.

VII.8.1. Présentation du logiciel EPANET

EPANET est un logiciel de modélisation de système de distribution d'eau potable. Cette analyse comprend la simulation du comportement hydraulique et qualitatif de l'eau sur de longue durée dans les réseaux sous pression. Ce logiciel calcule le débit et la vitesse dans chaque tuyau, la pression à chaque nœud, le niveau de l'eau dans les réservoirs.

VII.8.2. Etapes d'utilisation du logiciel EPANET

Les étapes classiques de l'utilisation du logiciel EPANET pour modéliser un système de distribution d'eau sont les suivantes :

- Dessiner un réseau représentant le système de distribution ou importer une description de base du réseau enregistrée dans un fichier au format texte.
- Saisir les propriétés des éléments du réseau.
- Décrire le fonctionnement du système.
- Sélectionner un ensemble d'options de simulation.
- Lancer une simulation hydraulique ou une analyse de la qualité.
- Visualiser les résultats d'une simulation.

VII.8.3. Répartition définitive des débits et des pressions

Les caractéristiques hydrauliques et géométriques récapitulé dans les tableaux ci-dessous.

❖ Cas de pointe

Les résultats de la simulation sans régulateur de pression sont représentés dans la figure ci-après

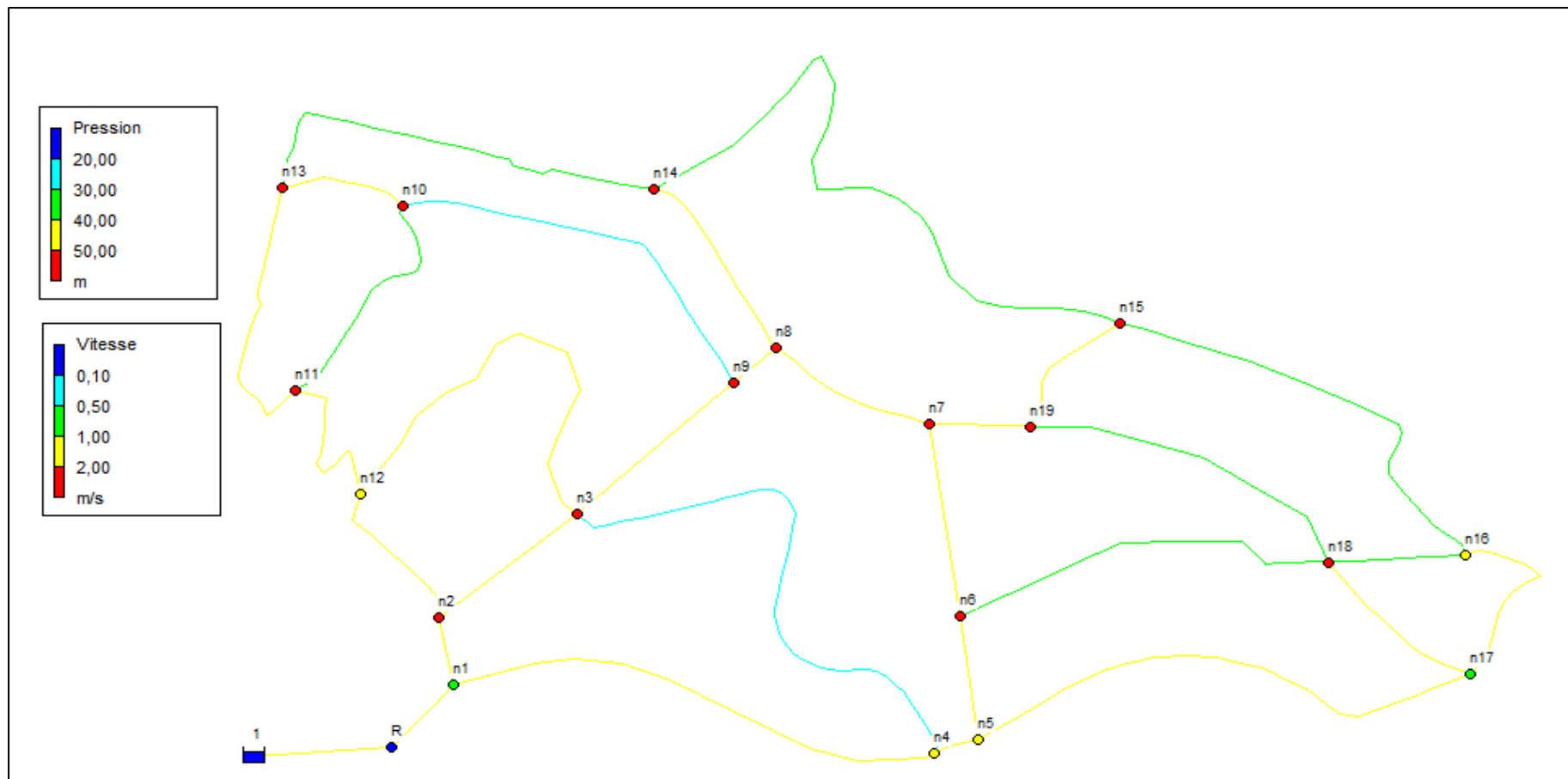


Figure VII-1: Résultats de la simulation sans régulateur de pression cas de pointe

Tableau VII-4: Etat des nœuds du réseau cas de pointe sans régulateur de pression.

	Altitude	Demande	Charge	Pression
ID Noeud	m	LPS	m	m
Noeud R	191,59	0	191,95	0,36
Noeud n1	152	8,98	191,43	39,43
Noeud n4	147,9	15,59	188,22	40,32
Noeud n3	109,35	20,93	190,09	80,74
Noeud n5	141,76	9,71	187,74	45,98
Noeud n17	146,83	13,19	182,7	35,87
Noeud n2	131	5,54	191,01	60,01
Noeud n12	146,23	12,56	189,25	43,02
Noeud n16	133,5	11,59	180,31	46,81
Noeud n10	87	10,93	186,41	99,41
Noeud n9	82,8	9,26	185,75	102,95
Noeud n18	113,39	14,97	181,49	68,1
Noeud n19	91,52	8,58	180,64	89,12
Noeud n11	108	10,21	187,34	79,34
Noeud n14	72,08	18,95	181,57	109,49
Noeud n13	72,3	11,85	183,64	111,34
Noeud n8	79,75	6,04	184,85	105,1
Noeud n7	86,5	6,55	182,01	95,51
Noeud n6	113,12	9,96	186,61	73,49
Noeud n15	117,66	18,47	177,33	59,67
Bâche 1	192	-223,84	192	0

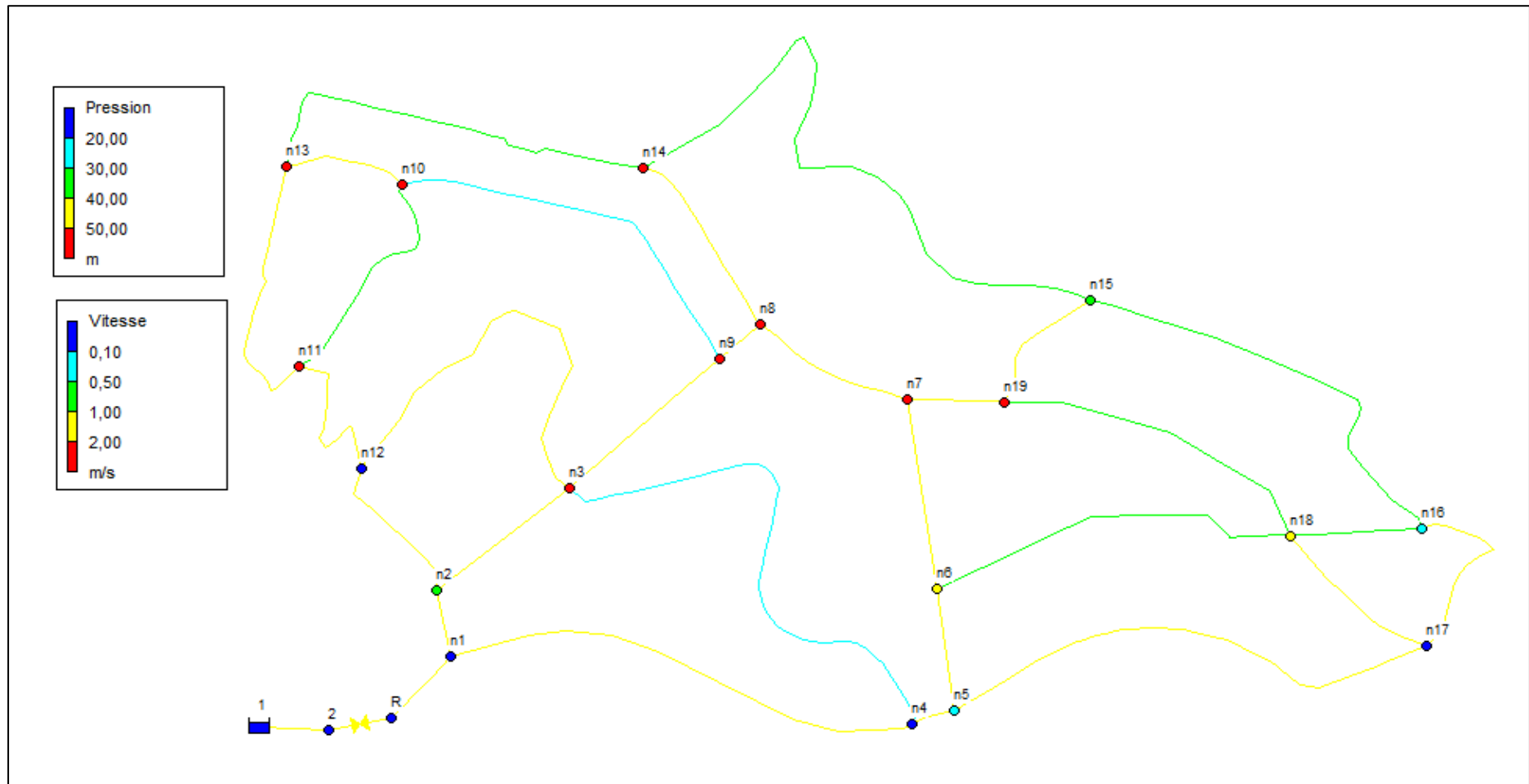


Figure VII-2: Résultats de la simulation avec régulateur de pression cas de pointe

Les résultats de simulation avec le régulateur de pression sont donnés dans les tableaux (VII.4) et (VII.5) ci-dessous :

Tableau VII-5: Etat des nœuds du réseau en cas de pointe avec le régulateur de pression.

	Altitude	Demande	Charge	Pression
ID Noeud	m	LPS	m	m
Noeud n1	152	8,98	166,43	14,43
Noeud n4	147,9	15,59	163,22	15,32
Noeud n3	109,35	20,93	165,09	55,74
Noeud n5	141,76	9,71	162,74	20,98
Noeud n17	146,83	13,19	157,7	10,87
Noeud n2	131	5,54	166,01	35,01
Noeud n12	146,23	12,56	164,25	18,02
Noeud n16	133,5	11,59	155,31	21,81
Noeud n10	87	10,93	161,41	74,41
Noeud n9	82,8	9,26	160,75	77,95
Noeud n18	113,39	14,97	156,49	43,1
Noeud n19	91,52	8,58	155,64	64,12
Noeud n11	108	10,21	162,34	54,34
Noeud n13	72,3	11,85	158,64	86,34
Noeud n14	72,08	18,95	156,57	84,49
Noeud n8	79,75	6,04	159,85	80,1
Noeud n7	86,5	6,55	157,01	70,51
Noeud n6	113,12	9,96	161,61	48,49
Noeud n15	117,66	18,47	152,33	34,67
Noeud 2	191,59	0	191,95	0,36
Bâche 1	192	-223,84	192	0

Tableau VII-6: Etat des arcs du réseau en cas de pointe avec le régulateur de pression.

	Longueur	D_{int}	D_{ext}	Débit	Vitesse	Pert.Charge Unit.
ID Arc	m	mm	mm	LPS	m/s	m/km
Tuyau p1	112,2	409	500	223,84	1,7	4,65
Tuyau p2	723,8	61.4	75	-1,08	0,36	2,58
Tuyau p3	652,6	204.6	250	47,28	1,44	7,73
Tuyau p4	204,9	204.6	250	50,05	1,52	8,59
Tuyau p5	262	130.8	160	15,75	1,17	9,11
Tuyau p7	507,7	130.8	160	5,34	0,4	1,29
Tuyau p8	166,6	61.4	75	1,81	0,61	7,11
Tuyau p13	56,77	257.8	315	81,8	1,57	8,39
Tuyau p14	238,4	204.6	250	48,1	1,46	7,98
Tuyau p15	362,6	130.8	160	16,76	1,25	10,2
Tuyau p16	541,8	130.8	160	9,77	0,73	3,82
Tuyau p17	158,5	73.6	90	4,86	1,14	17,44
Tuyau p18	68,27	163.6	200	-26,43	1,55	13,22
Tuyau p19	213,1	90	110	-7,16	1,13	13,31
Tuyau p20	122,7	102.2	125	-9,14	1,11	11,2
Tuyau p22	260,6	130.8	160	-13,22	1,28	12,57
Tuyau p23	617,3	327.2	400	96,31	1,45	5,2
Tuyau p24	254,4	163.6	200	30,34	1,78	17,04
Tuyau p25	314,4	204.6	250	21,13	0,79	2,97
Tuyau p26	480,5	90	110	6,33	1	10,64
Tuyau p27	574,8	102.2	125	5,98	0,73	5,19
Tuyau p28	897,1	90	110	4,04	0,63	4,73
Tuyau p29	184,3	90	110	-8,45	1,33	17,96
Tuyau p30	161,3	163.6	200	24,82	1,18	7,04
Tuyau p31	251,4	90	110	8,53	1,34	18,28
Tuyau 2	426.85	102.2	125	-7,89	0,96	8,55
Tuyau 3	233.54	130.8	160	-18,33	1,36	12,01
Tuyau 4	682.92	130.8	160	10,6	1,03	8,41
Tuyau 6	75.67	327.2	400	118,55	1,41	4,26

Suite **Tableau (VII.5)** : Etat des arcs du réseau en cas de pointe avec le régulateur de pression.

	Longueur	D_{int}	D_{ext}	Débit	Vitesse	Pert.Charge Unit.
ID Arc	m	mm	mm	LPS	m/s	m/km
Tuyau 7	216,3	257.8	315	62,96	1,21	4,25
Tuyau 8	10	409	500	223,84	1,7	4,65
Vanne 9	-	409	500	223,84	1,7	25

❖ Cas de pointe + incendie

C'est le même cas que l'heure de pointe, sauf qu'on injecte le débit incendie qui est de l'ordre de 60 m³/h pendant deux heures à raison de 17 l/s dans le réseau, c'est-à-dire au nœud où le risque d'incendie est important.

Les résultats de la simulation du cas de pointe + incendie sont représentés dans la figure ci-dessous :

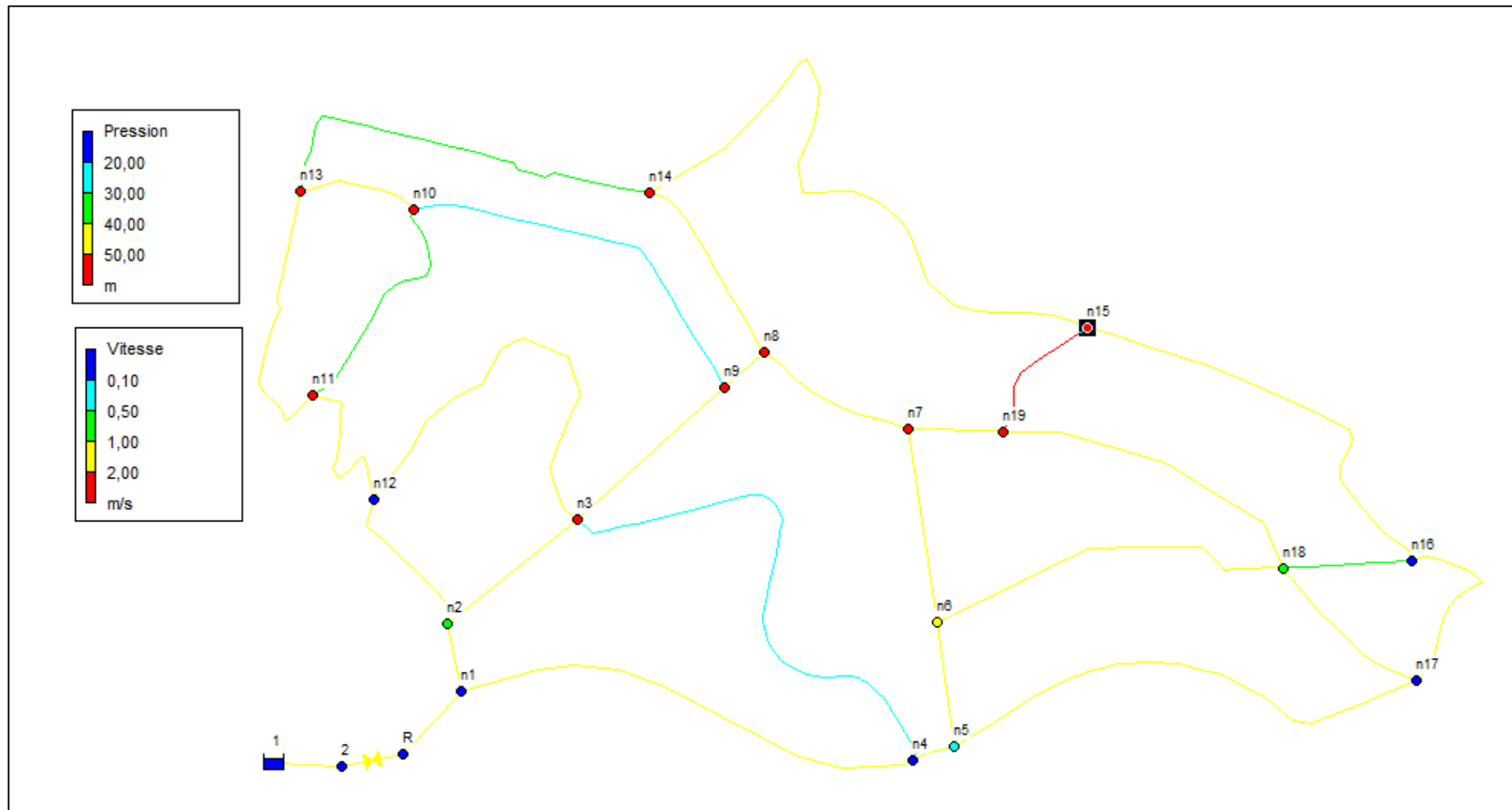


Figure VII-3: Résultats de la simulation avec régulateur de pression cas de pointe + incendie.

Tableau VII-7 : Etat des nœuds du réseau en cas de pointe + incendie.

	Altitude	Demande	Charge	Pression
ID Noeud	m	LPS	m	m
Noeud n1	152	8,98	166,35	14,35
Noeud n4	147,9	15,59	162,43	14,53
Noeud n3	109,35	20,93	164,87	55,52
Noeud n5	141,76	9,71	161,81	20,05
Noeud n17	146,83	13,19	155	8,17
Noeud n2	131	5,54	165,88	34,88
Noeud n12	146,23	12,56	163,95	17,72
Noeud n16	133,5	11,59	151,06	17,56
Noeud n10	87	10,93	160,74	73,74
Noeud n9	82,8	9,26	159,82	77,02
Noeud n18	113,39	14,97	153,35	39,96
Noeud n19	91,52	8,58	151,59	60,07
Noeud n11	108	10,21	161,81	53,81
Noeud n13	72,3	11,85	157,48	85,18
Noeud n14	72,08	18,95	154,58	82,5
Noeud n8	79,75	6,04	158,66	78,91
Noeud n7	86,5	6,55	154,14	67,64
Noeud n6	113,12	9,96	160,43	47,31
Noeud n15	117,66	35,47	140,89	23,23
Noeud 2	191,59	0	191,95	0,36
Bâche 1	192	-240,84	192	0

Tableau VII-8: Etat des arcs du réseau en cas de pointe + incendie.

	Longueur	D_{int}	D_{ext}	Débit	Vitesse	Pert.Charge Unit.
ID Arc	m	mm	mm	LPS	m/s	m/km
Tuyau p1	112,2	409	500	240,84	1,83	5,32
Tuyau p2	723,8	61,4	75	-1,27	0,43	3,38
Tuyau p3	652,6	204,6	250	55,66	1,69	10,45
Tuyau p4	204,9	204,6	250	52,65	1,6	9,43
Tuyau p5	262	130,8	160	20,72	1,54	15,03
Tuyau p7	507,7	130,8	160	6,49	0,48	1,83
Tuyau p8	166,6	61,4	75	2,62	0,89	13,77
Tuyau p13	56,77	257,8	315	93,03	1,78	10,76
Tuyau p14	238,4	204,6	250	51,24	1,56	8,97
Tuyau p15	362,6	130,8	160	18,28	1,36	11,96
Tuyau p16	541,8	130,8	160	11,76	0,88	5,35
Tuyau p17	158,5	73,6	90	5,33	1,25	20,61
Tuyau p18	68,27	163,6	200	-30,21	1,78	16,9
Tuyau p19	213,1	90	110	-9,25	1,45	21,23
Tuyau p20	122,7	102,2	125	-12,83	1,56	20,79
Tuyau p22	260,6	130,8	160	-14,91	1,45	15,67
Tuyau p23	617,3	327,2	400	107,35	1,62	6,36
Tuyau p24	254,4	163,6	200	32,98	1,94	19,87
Tuyau p25	314,4	204,6	250	22,75	0,86	3,4
Tuyau p26	480,5	90	110	7,57	1,19	14,73
Tuyau p27	574,8	102,2	125	11,75	1,43	17,69
Tuyau p28	897,1	90	110	7,72	1,21	15,26
Tuyau p29	184,3	90	110	-15,99	2,51	58,04
Tuyau p30	161,3	163,6	200	27,66	1,32	8,59
Tuyau p31	251,4	90	110	10,13	1,59	25,02
Tuyau 2	426,85	102,2	125	-11,74	1,43	17,66
Tuyau 3	233,54	130,8	160	-21,76	1,62	16,44
Tuyau 4	682,92	130,8	160	11,14	1,08	9,21

Suite **Tableau (VII.7)** : Etat des arcs du réseau en cas de pointe + incendie.

	Longueur	D_{int}	D_{ext}	Débit	Vitesse	Pert.Charge Unit.
ID Arc	m	mm	mm	LPS	m/s	m/km
Tuyau 6	75,67	327,2	400	124,52	1,48	4,67
Tuyau 7	216,3	257,8	315	66,33	1,27	4,67
Tuyau 8	10	409	500	240,84	1,83	5,32
Vanne 9	-	409	500	240,84	1,83	25

Remarque

- Les diamètres dans les deux cas sont les mêmes.
- Notre choix se base toujours sur les conduites en PEHD vue les avantages qu'elle présente (cité déjà précédemment), les diamètres utilisés varient entre 75 mm et 500 mm.

VII.9. Interprétation des résultats

La simulation du réseau par le logiciel EPANET, nous a permis de déterminer les différents diamètres susceptibles d'assurer le bon fonctionnement du réseau.

Pour les vitesses, nous avons obtenu des valeurs qui se situent dans la marge de 0.36 à 1.78 m/s pour le cas de pointe et pour le cas de pointe + incendie les vitesses varient entre 0.43 et 1.83 sauf le tuyau numéro 29 qui arrive au point défavorable nœud 15, où la vitesse est de 2.5 m/s.

VII.10. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons déterminé les différents diamètres des tronçons du réseau alimenté par le réservoir projeté, ainsi nous avons pu vérifier les pressions aux nœuds et les vitesses au niveau de chaque tronçon, pour les deux cas pointe et pointe plus incendie. Dans le but d'assurer un bon fonctionnement du système de réseau d'alimentation, à l'aide de logiciel EPANET.



Chapitre *VIII* :
Pose de canalisation et accessoires

Chapitre VIII: Pose de canalisation et accessoires

VIII.1. Introduction

Les conduites se posent généralement en terre dans une fouille, par contre le mode de pose est variable d'un terrain à l'autre, dans ce chapitre nous exposons le principe et les différents types de pose de canalisation selon le lieu et les obstacles qui peuvent se présenter et aussi les méthodes de protection des conduites, ainsi que les différents accessoires placés le long des conduites.

VIII.2. Pose de canalisations

VIII.2.1. Le principe de pose de canalisations

Les conduites sont posées en terre, dans une fouille dont le fond a été réglé et nivelé conformément au profil en long définitif de la conduite, la pose se fait selon les étapes suivantes :

- **Profondeur de la tranchée**

C'est une distance qui varie entre 0.8 et 1.20 m, elle est aménagée au-dessus de la génératrice supérieure du tuyau afin d'assurer sa protection contre les dégâts qui pourraient être causés par la variation de la température, et l'effet de charge et de surcharge.

- **Largeur de la tranchée**

La largeur de la tranchée doit être au minimum 0,60 m et cela, pour faciliter les travaux. Elle sera calculée en fonction du diamètre de la conduite, en laissant 0,30 m d'espace de chaque côté de celle-ci.

Elle est donnée par la formule suivante :

$$B = D + 2 * e \dots\dots\dots \text{VIII-1)}$$

Si $DN \leq 400 \Rightarrow B = D + (2 * 0.3) \text{ (m)}$.

Si $DN > 400 \Rightarrow B = D + (2 * 0.5) \text{ (m)}$.

Avec :

B : Largeur de la tranchée (m).

D : Diamètre extérieur de la conduite (m).

- **Aménagement du lit de pose**

Le fond de la tranchée doit être protégé d'un lit de pose de 0,10 à 0,20 m d'épaisseur, bien nivelé suivant les côtes du profil en long. Ce fond est rempli d'un lit de sable, pour constituer un matelas élastique au-dessous du tuyau ainsi d'assurer une répartition uniforme des charges sur la zone d'appui.

- **L'assise**

Au-dessus du lit de pose, jusqu'à la hauteur de l'axe de canalisation, le matériau de remblai est poussé et compacté de façon à empêcher toute mouvement de canalisation pour lui constituer l'assise. L'ensemble du lit de pose et l'assise constituent l'appui.

- **Préparation des tuyaux**

Avant la descente des tuyaux en fouille, ils sont examinés en vue d'éliminer ceux qui auraient subi des chocs pour faciliter le nivellement.

- **Epreuve de joints et de la canalisation**

Pour plus de sécurité l'essai de pression des conduites et des joints se fait avant le remblaiement, à l'aide d'une pompe d'épreuve qui consiste au remplissage en eau de la conduite sous pression de 1,5 fois la pression de service à laquelle sera soumise la conduite en cours de fonctionnement.

- **Remblai des tranchées**

Après avoir effectué la pose de canalisations dans les tranchées, le remblayage est effectué par couches successives régulièrement damées constituées par des déblais expurgés des pierres grossières. L'épaisseur du remblai est variable, en général il est de 1 m et l'enrobage est de 10 à 15 cm au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite.

- **Nivellement et compactage**

Une fois le remblai fait, on procède au nivellement qui consiste à étaler les terres, ensuite au compactage pour renforcer la densité des terres et ainsi d'éviter le tassement par la suite.

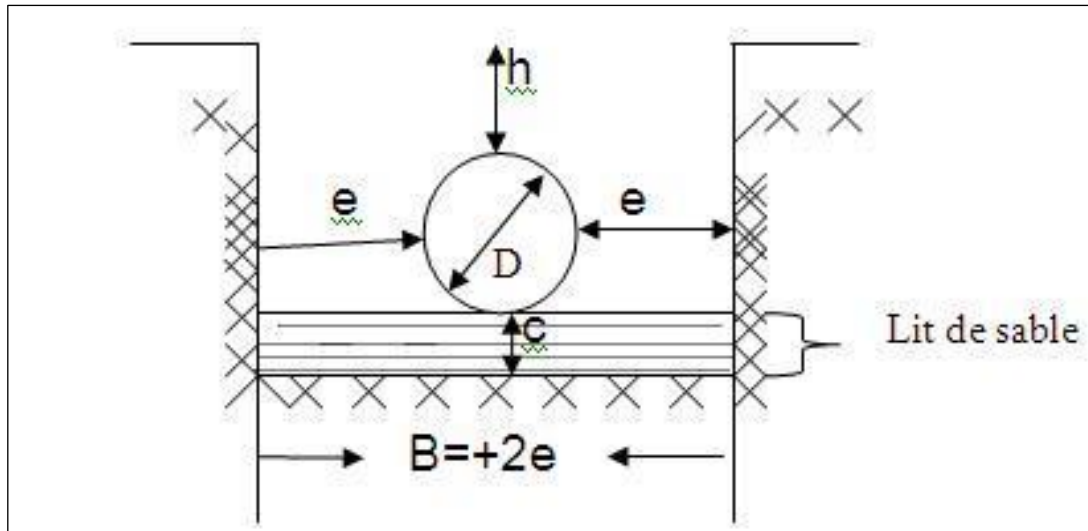


Figure VIII-2: Schéma d'une tranchée.

VIII.2.2. Différents types de pose de canalisations

Le choix du type de pose des conduites s'effectue en fonction de la topographie du notre terrain et la position des différents obstacles qui peuvent être rencontrés :

▪ Pose en terre ordinaire

La pose des canalisations en terrain ordinaire (notre cas d'étude), s'effectue dans une tranchée de largeur suffisante avec établissement des niches pour faciliter le travail lors de la réalisation des jointures. Cette opération s'effectue par tronçon successifs, en posant des tuyaux en files bien alignés et bien nivelés. L'enfouissement des canalisations a pour objectif de les protéger contre tout agent extérieur, de conserver l'eau et de mettre à l'abri des variations de température.

▪ Pose en pente

La pose d'une conduite en pente demande de vérifier sa stabilité ; ça veut dire le glissement de la conduite.

Quand la pente dépasse une certaine limite, les frottements entre la canalisation et les terres sont insuffisants pour maintenir la conduite, il faut donc équilibrer la composante axiale de gravité par l'utilisation de butées d'encrage ou de joints verrouillés, ou les deux techniques à la fois. La pose en pente d'une canalisation peut être faite par deux façons :

- En réalisant des massifs en béton pour chaque tuyau.
- En réalisant un massif en béton en tête du tronçon verrouillé.

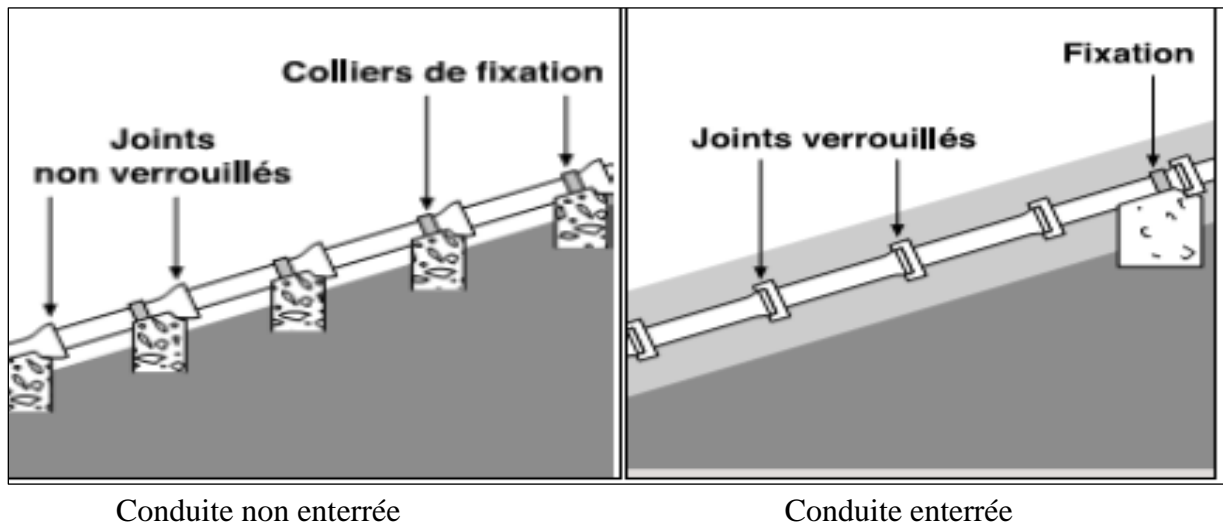


Figure VIII-3: Pose de canalisation en pente (guide de pose des canalisations, STRPE).

▪ **Pose dans un terrain peu consistant**

Pour éviter tout mouvement ultérieurement, la canalisation doit être posée sur une semelle en béton armé ou non avec interposition d'un lit de sable. La semelle peut être continue ou pas selon la nature du sol. Dans le cas où la canalisation repose sur des tasseaux, ces derniers doivent être placés plus proches des joints et soutenus par des pieux enfoncés jusqu'au bon sol.

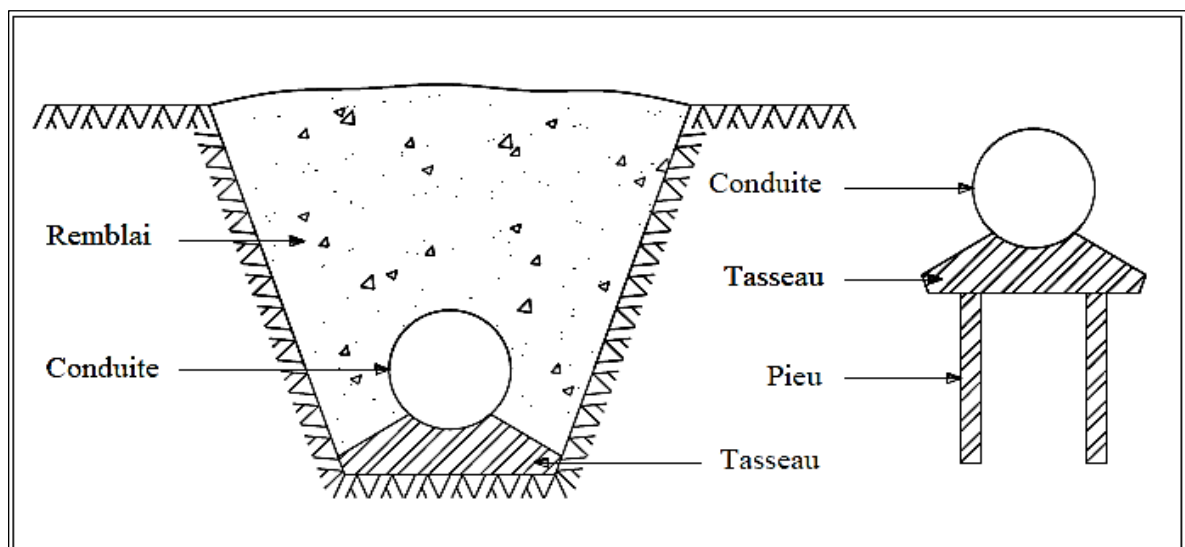


Figure VIII-4: Pose de canalisation dans un terrain peu consistant (guide de pose des canalisations, STRPE).

▪ Pose en galerie

Un canal est prévu pour éviter les eaux stagnantes dans la galerie et déverser dans l'égout voisin. Les canalisations de petit diamètre peuvent être dans un fourreau de diamètre supérieur et reposant sur des tasseaux en béton. Les robinets vannes sont placés des deux côtés de la route.

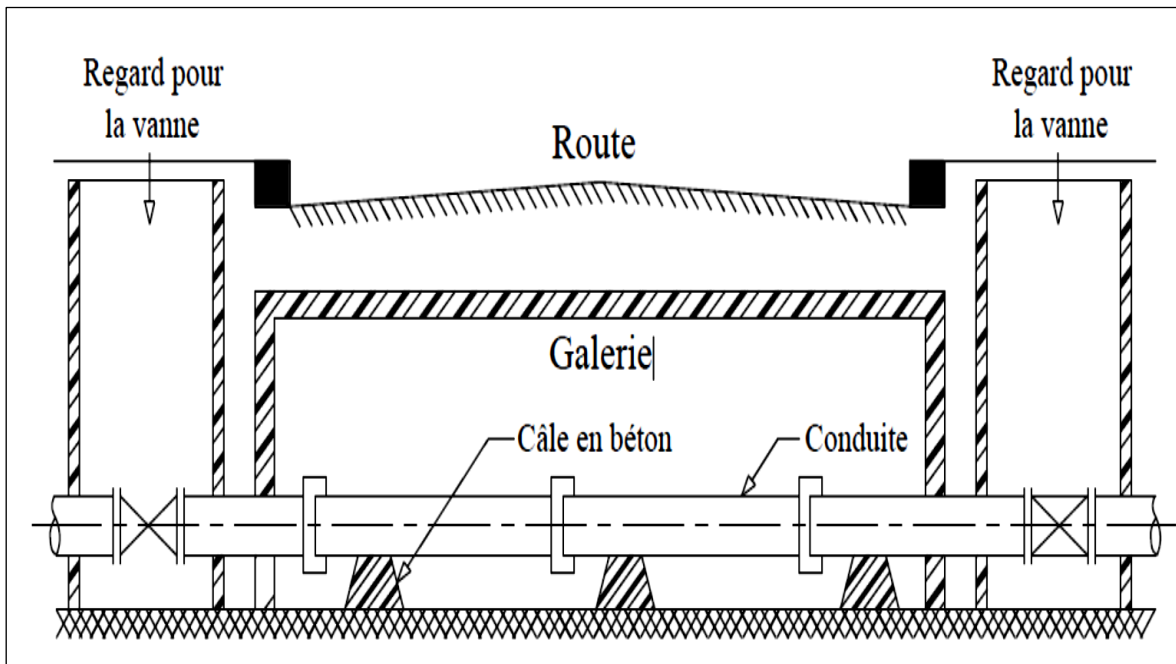


Figure VIII-5 : Pose de canalisation en galerie (guide de pose des canalisations, STRPE).

▪ Pose des conduites en traversées des routes

Pour protéger les tuyaux des charges importantes et amortir les chocs qui peuvent causer des ruptures et par suite des infiltrations nuisibles à la conduite, on prévoit les solutions suivantes :

- Des gaines : ce sont des buses de diamètre supérieur dans lesquelles les conduites sont introduites.
- Par enrobage dans le béton : dans ce cas les tuyaux sont couverts de béton.

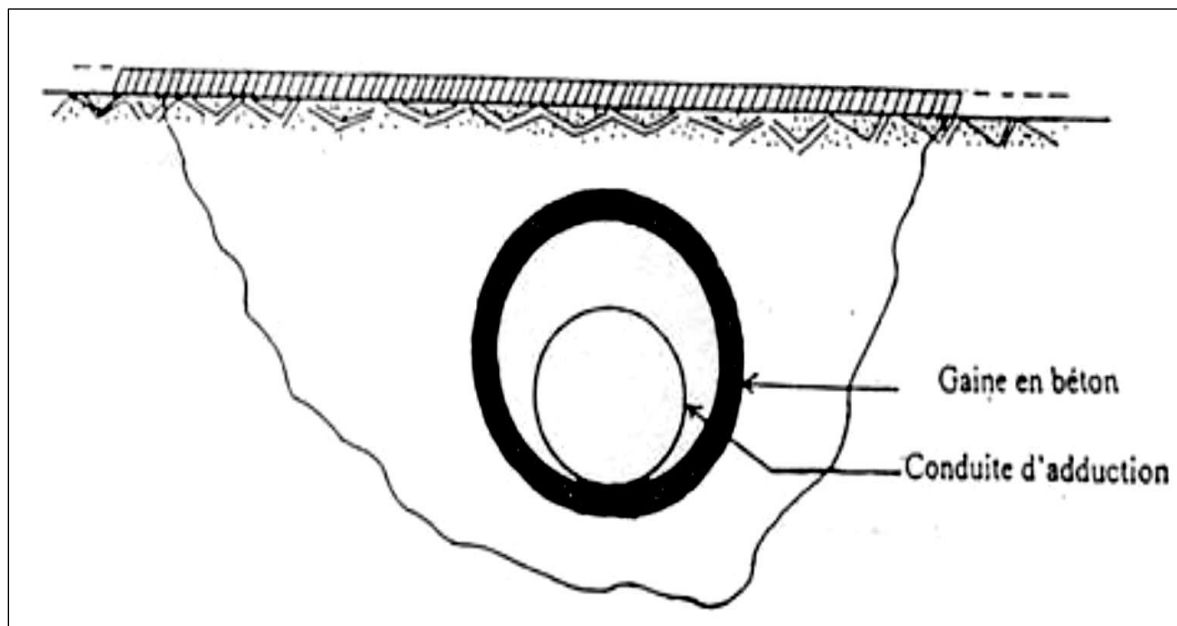


Figure VIII-6: Traversée d'une route au moyen d'une gaine.

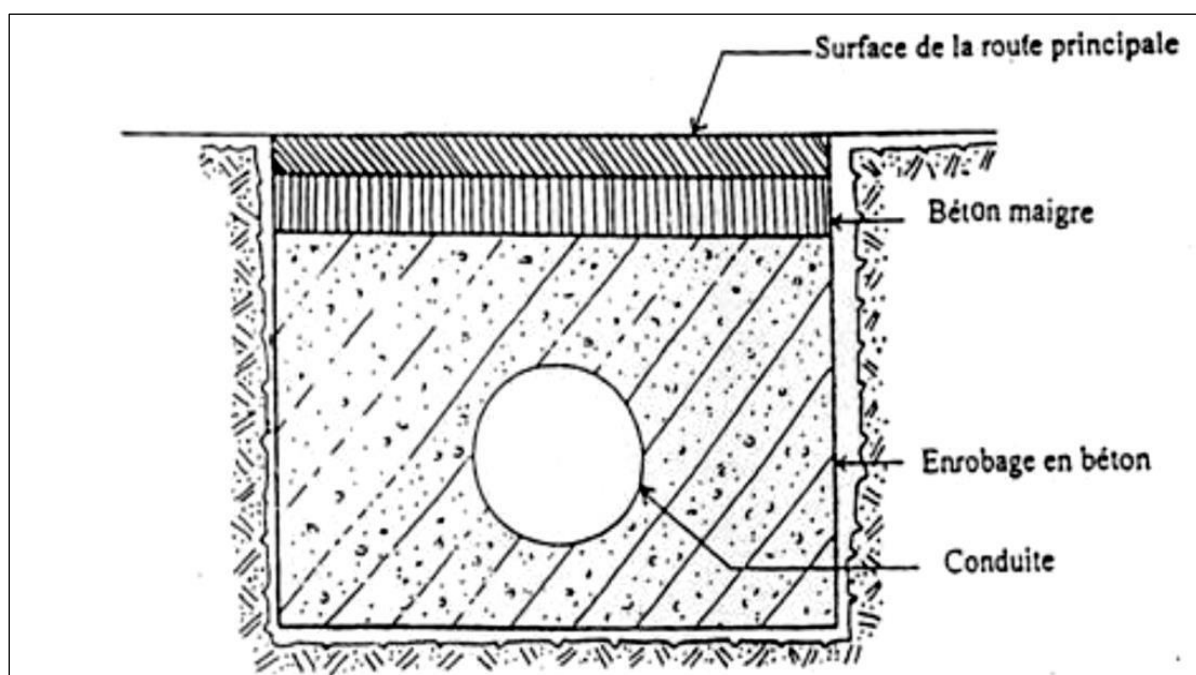


Figure VIII-7: Traversée d'une route au moyen d'enrobage dans le béton.

▪ Traversée de rivière

La pose des conduites à traversées d'une rivière demande certains travaux confortatifs.

Deux cas peuvent être se présenter :

- L'existence d'une route servira également à supporter la canalisation.
- Si le pont route n'existe pas, la canalisation pourra suivre le lit de la rivière, elle sera posée sur des ouvrage spéciaux.

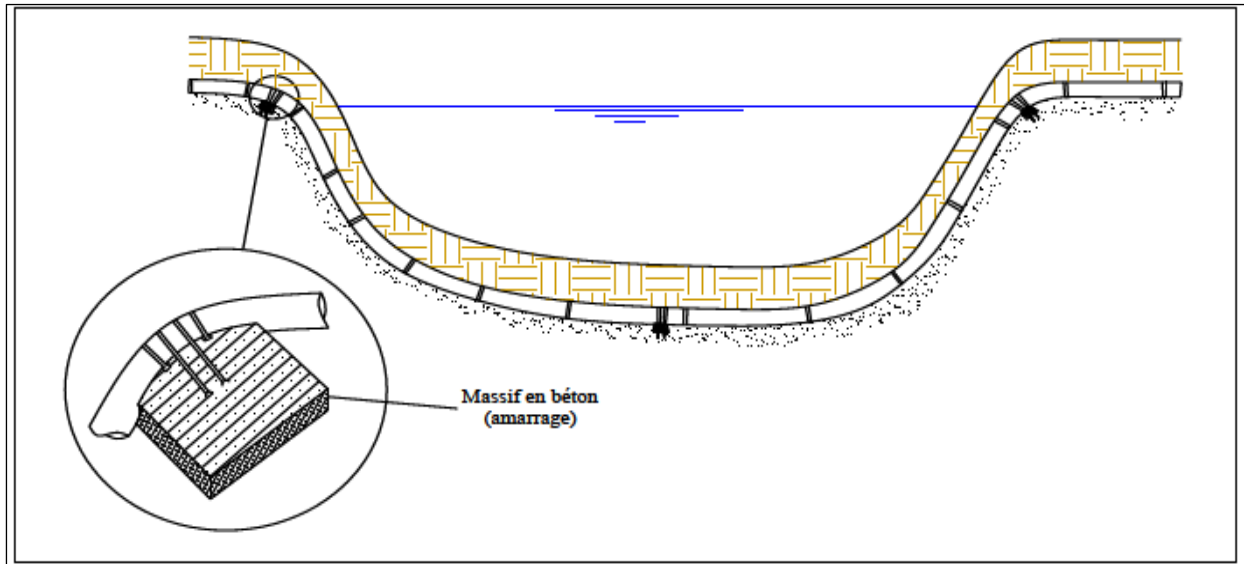


Figure VIII-8: Pose de canalisation à la traversée d'une rivière.

VIII.2.3. Stabilisation des conduites

Les conduites sont constituées par une suite de tuyaux assemblés par des joints. En dehors des cas où les joints sont à brides et soudés, il y a tendance sous la poussée exercée par l'eau à un déboîtement des joints dans les parties coudées, les branchements et les pièces coniques.

On construit alors des massifs en béton, qui par leur poids s'opposent à ce déboîtement, ces massifs associés à des fers d'amarrage, sont parfois nécessaires même pour des conduites à joints soudés ou bien à brides.

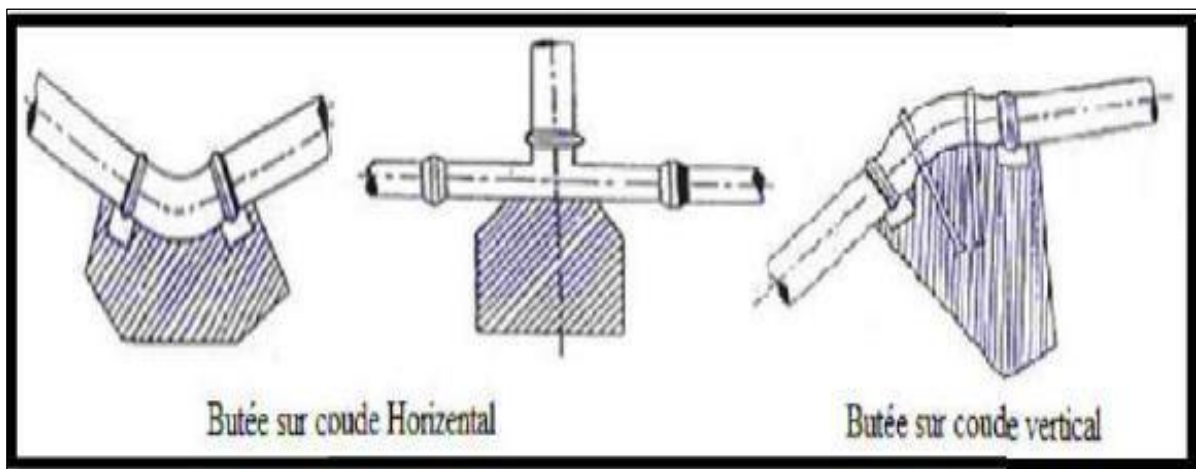


Figure VIII-9: quelques types de butées.

VIII.3. Appareils et accessoires

Le long d'une conduite, différents organes et accessoires sont installés pour :

- Assurer un bon écoulement d'eau.
- Protéger les canalisations.
- Raccorder deux conduites.
- Changer la direction.
- Changer le diamètre.
- Réguler les pressions et mesurer les débits.
- Soutirer les débits.

VIII.3.1. Robinet vannes

Ce sont des appareils disposés à chaque nœud du réseau, ou sur le parcours d'une longue conduite. Ils permettent d'isoler les divers tronçons du réseau pour faciliter les réparations sans influence sur le réseau. On distingue plusieurs types de vannes qui satisfont à des besoins variés :

VIII.3.1.1) Vanne à coin (à opercule)

Les robinets vannes à opercule sont des appareils de sectionnement qui doivent être complètement ouverts ou fermés. Leur encombrement est considérable comparé à celui des vannes papillons, à partir d'un certain diamètre il convient d'installer des by-pass pour équilibrer les pressions qui s'exercent des deux côtés de l'opercule quand on veut le manœuvrer à partir de la position fermée.



Figure VIII-10: Robinet vanne à opercule.

VIII.3.1.2) Vannes papillons

Les vannes papillons sont des vannes à survitesse utilisée surtout au niveau de la conduite de départ des réservoirs d'eau. Ce sont des appareils de réglage de débit et de sectionnement, dont l'encombrement est faible.



Figure VIII-11: vanne papillon.

VIII.3.1.3) Robinets de vidange

Ce sont des robinets placés aux points les plus bas du réseau de distribution ou d'adduction pour permettre la vidange de la conduite. Ces robinets seront posés à l'intérieur d'un regard en maçonnerie.

VIII.3.1.4) Clapets anti retour

Leur rôle est de diriger l'écoulement dans un seul sens. Cet appareil s'ouvre automatiquement dans une direction pour éviter le retour en sens inverse. Leur emploi est général dans les stations de pompage ou ils sont souvent disposés à la sortie même des pompes, entre celle-ci et les robinets de sectionnement, on en trouve également sur les canalisations de distribution.

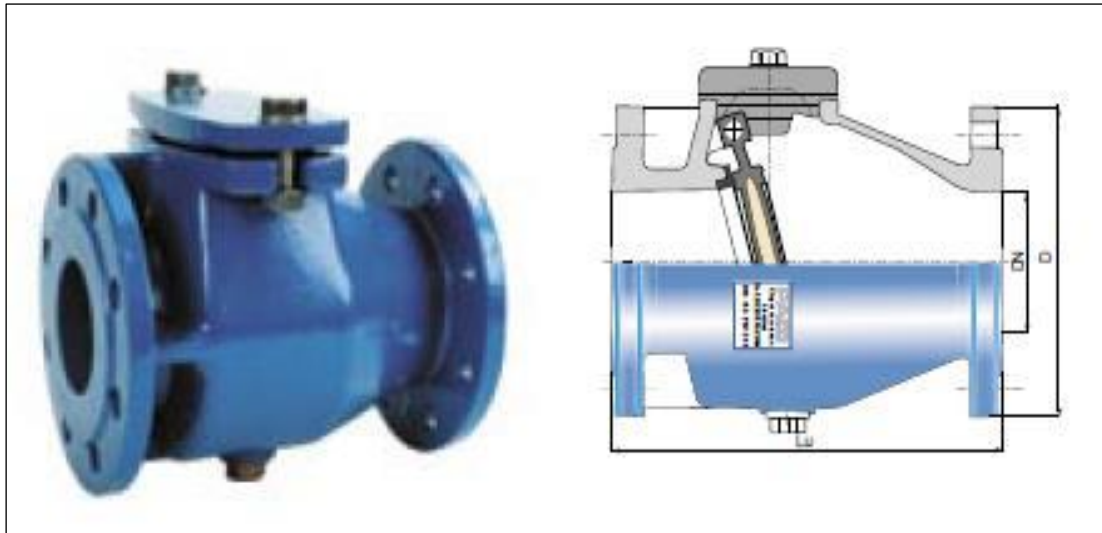


Figure VIII-12: Clapet anti retour.

VIII.3.1.5) Venteuses

Les venteuses sont des organes installés aux points hauts pour évacuer l'aire accumulé suit à un dégazage de l'oxygène dissout. Elles sont disposées dans des regards visitables et leur bon fonctionnement doit être vérifié périodiquement.

Une ventouse automatique c'est une pièce permettent l'évacuation des poches d'air lors de la suppression en fonctionnement normal et lors de la mise en eau de la canalisation. En retour, l'admission de l'air lors de la vidange pour éviter la mise en dépression. Ces venteuses sont disposées dans les points hauts de la conduite et après la vanne de sectionnement.

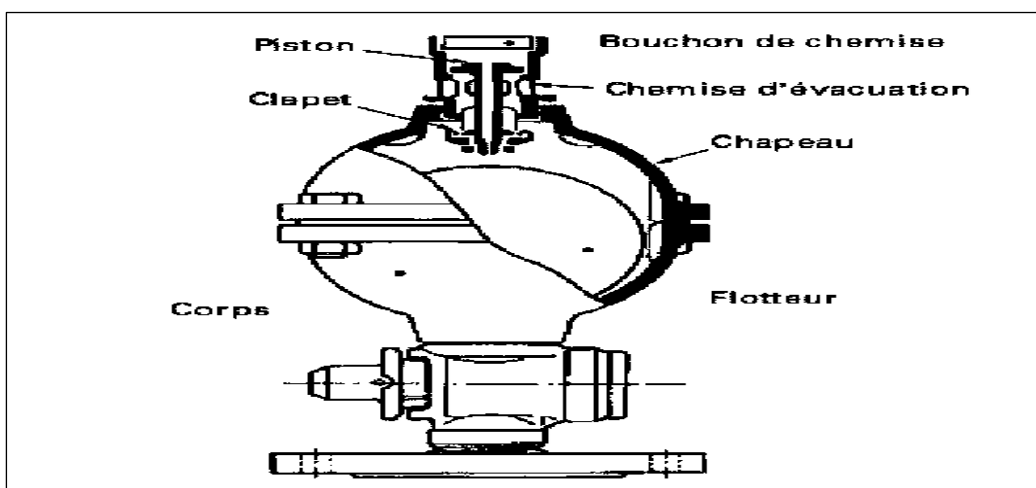


Figure VIII-13: ventouse.

VIII.3.2. Organes de mesures

VIII.3.2.1) Régulateur de pression

Ce sont des organes de vannage qui introduisent automatiquement une perte de charge

Variable, de manière à ce que la pression aval soit maintenue à une valeur constante de consigne, quel que soit le débit et la pression amont.

-Le réglage du clapet fait directement par l'action de la pression aval sur un piston ou une membrane venant contre balancer l'effet d'un ressort.

-Les régulateurs de pressions aval sont généralement utilisés pour limiter des pressions dans les canalisations présentant une pente importante.

-Les régulateurs de pression amont sont les mêmes appareils que d'aval mais inversés.

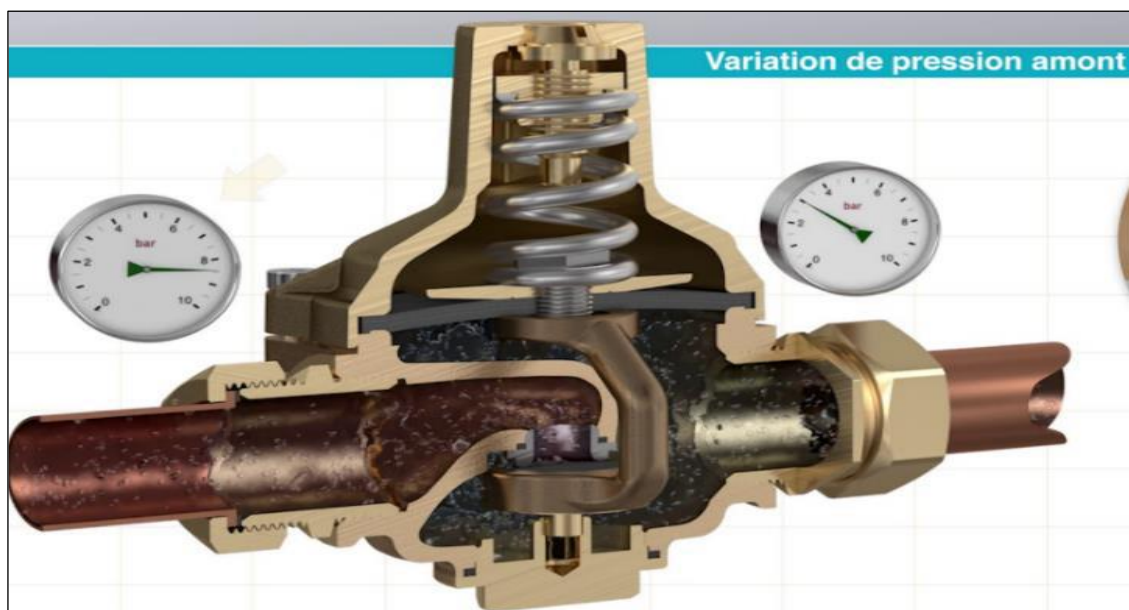


Figure VIII-14 : Régulateur de pression.

VIII.3.2.2) Mesure de débit

Le réseau de distribution nécessite l'emplacement d'appareils de mesure de débit, qui seront installés en des points adéquats, et servent à l'évaluation du rendement du réseau de distribution et le contrôle de la consommation.

La mesure des débits importants peut être réalisée par plusieurs moyens : le tube de Venturi, le diaphragme, la tuyère, le compteur à hélice (ou moulinet), le tube de Pitot, le déversoir à mince paroi, le compteur à induction (ou électromagnétique).



Figure VIII-15 : Débitmètre électromagnétique.

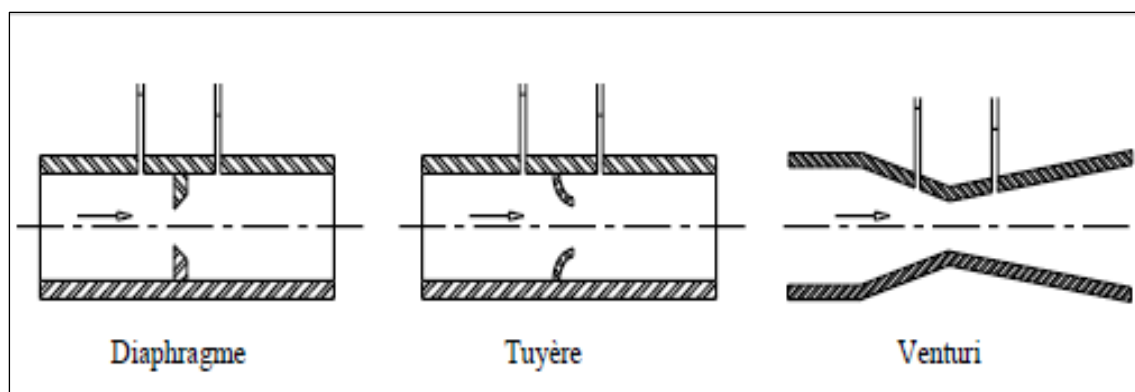


Figure VIII-16: différents types des débitmètres.

VIII.3.3. Les pièces spéciales de raccordements

Les organes de raccordement sont nécessaires pour :

- La déviation d'un débit d'eau.
- L' introduction ou le soutirage d'un débit.
- Le changement de diamètre de la conduite.
- Le montage et le démontage des accessoires.
- Le changement de direction de la conduite.

Pour notre réseau on aura besoin de :

- Les coudes.
- Les tés.
- Les croix de jonction.

- Les manchons.

- **Les coudes**

Les coudes sont des accessoires que l'on utilise pour le changement de direction dans une conduite. Ils sont maintenus par des massifs de butés bien dimensionnés.

- **Les croix de jonction**

Elles sont utilisées au niveau des nœuds pour des conduites perpendiculaires. On distingue des croix à emboîtement à brides ou à brides et bout lisses.

- **Les cônes**

Les cônes sont utilisés pour relier deux conduites de différents diamètres. Ils peuvent être placés au niveau de l'emplacement des robinets vannes, également à l'entrée et sortie des pompes.

- **Les té**

Ils sont utilisés dans le but de soutirer ou d'ajouter un débit supplémentaire dans une canalisation.

- **Les manchons**

Ce sont des pièces utilisées pour le raccordement des appareilles et accessoires.

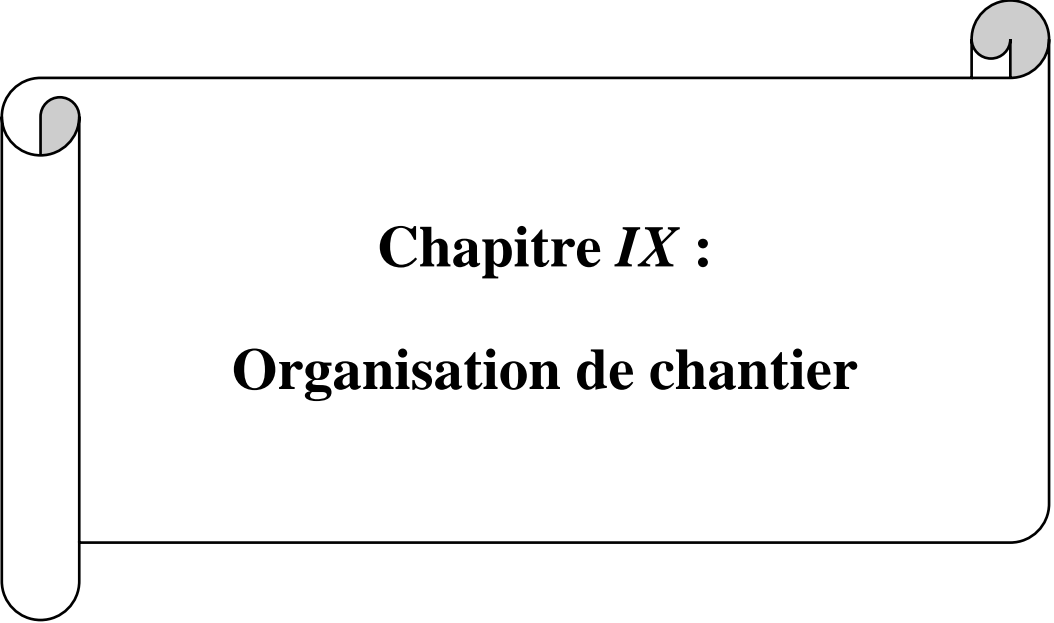
- **Les compteurs**

Le réseau de distribution nécessite des compteurs qui seront installés pour l'évaluation du rendement du réseau et le contrôle de la consommation.

VIII.4. Conclusion

Les canalisations doivent être posées conformément aux normes pour assurer des performances optimales et prolonger la durée de vie du système d'alimentation en eau potable.

Afin d'assurer le fonctionnement normal du réseau, les canalisations doivent être équipées d'une variété d'accessoires soigneusement installés.



Chapitre *IX* :
Organisation de chantier

Chapitre IX: Organisation de chantier

IX.1. Introduction

L'organisation de chantier comprend la détermination de la mise en œuvre des moyens nécessaires pour réaliser et exécuter les travaux le plus rapidement possible et dans les meilleures conditions.

Pour cette étude financière, nous avons essayé de donner une estimation quantitative sur le coup de notre projet.

IX.2. Les différents travaux à entreprendre :

IX.2.1. Travaux concernant l'adduction et le réseau de distribution :

Les différentes tâches effectuées par ordre chronologique sont représentées dans la figure ci-dessous :

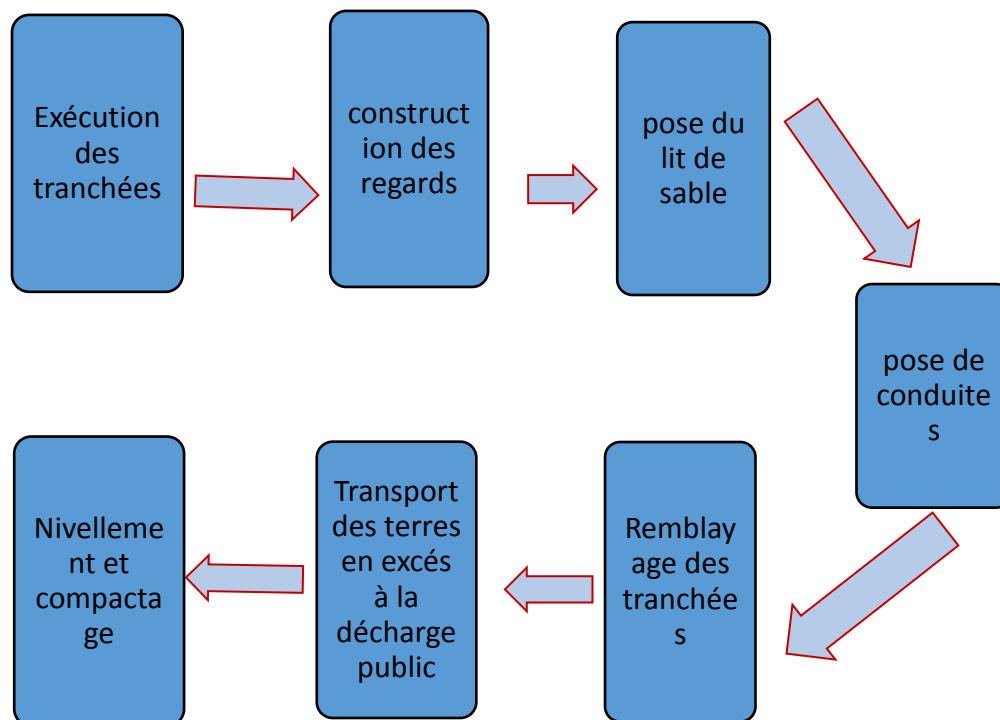


Figure IX-1: organigramme représente les tâches usuelles dans un réseau d'eau potable.

- **Exécution des tranchées :** Selon les caractéristiques du terrain l'excavation sera réalisée mécaniquement. La profondeur minimale de la tranchée à excaver atteint 1 m pour :
 - Garder la fraîcheur de l'eau pendant les grandes chaleurs.
 - Ne pas gêner le travail de la terre (exploitation).
 - Protéger la canalisation contre le gel.

Ces excavations seront faites par une pelle hydraulique et les déblais seront posés sur un coté de la tranchée, l'autre côté étant réservé au bardage des conduites.

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

- **Construction des regards :** Les regards constituent l'abri de certains accessoires de l'adduction et de distribution à savoir les ventouses et les vannes de vidange, ils sont conçus en béton armé.

- **Pose du lit de sable :** Cette opération consiste à poser un lit de sable au fond de la tranchée, ce lit aura une épaisseur de 10 à 12 cm dans notre cas.

- **Pose de conduite :** Après avoir mis en place le lit de sable, nous procédons à la pose des canalisations. Avant la descente des conduites en fouille on procède à un treillage des conduites de façon à écarter celle qui ont subi un choc et aussi pour les débarrassées de tous corps étranger (Terre, pierre...etc.).

- **Remblayage des tranchées :** C'est une opération de terrassement qui consiste à enterrer la conduite, en utilisant le remblai en terre épierré.

- **Transport des terres en excès à la décharge public**

- **Nivellement et compactage :** Une fois le remblai fait, nous procédons au nivellement qui consiste à étaler les terres qui sont en monticule, ensuite à compacter pour augmenter la densité des terres et éviter un tassement par la suite.

IX.2.2. Travaux concernant la station de pompage

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

- **Décapage :** Le décapage est une méthode consistant à éliminer la couche superficielle du sol, celle qui est principalement constituée de matières végétales, sans entamer le substrat qui est la couche interne du sol. La couche superficielle est généralement de faible épaisseur, de l'ordre de 0.1 à 0.4 m.

- **Exécution des fouilles :** L'exécution des fouilles est une opération de terrassement qui consiste à creuser les fondations du bâtiment Jusqu'au bon sol, selon les cotes arrêtées par les plans d'exécution du génie civil.

- **Coulage du béton de propreté** : On procède à cette opération pour que les semelles des fondations reposent sur un socle propre et stable. Cette opération consiste à couler 10cm de béton dosé à 150 kg/m³. Au fond des fouilles.
- **Remblayage** : Le remblayage des fouilles et des casiers consiste à combler les vides par un remblai constitué des terres de déblai compacté.
- **Coulage de béton armé** : Cette opération consiste à couler le béton des différentes pièces, ce béton est dosé à 350 kg/m³. Le béton est confectionné par une petite centrale à béton. Le coulage des poteaux, les demis -poteaux et les semelles nécessite une bétonnière à Tambour. Pour les longrines et les dalles (là où les volumes du béton sont importants) une pompe à béton est nécessaire.
- **Maçonnerie** : Elle consiste en la construction en briques des murs du bâtiment et de la clôture et leurs séparations à l'intérieur.

IX.2.3. Travaux concernant le réservoir

Les taches constituant les travaux à faire pour la construction de réservoir sont :

- Excavation.
- Pose du tout-venant.
- Coulage du béton de propreté.
- Coulage du béton du radier.
- Coulage du béton du voile et des poteaux de la chambre de manœuvre.
- Coulage du béton de la coupole, de la dalle et de la chambre des manœuvres.
- Maçonnerie de la chambre des manœuvres.

IX.3. Définitions des engins de terrassement utilisés

L'utilisation des engins mécaniques avec stratégie a permis de réduire considérablement le prix et le temps des travaux. Les engins utilisés dans le chantier sont :

- La pelle hydraulique.
- Le bulldozer.
- Le chargeur.
- Le compacteur.

IX.3.1. Pelle hydraulique

Les pelles sont des engins de terrassement qui conviennent à tous les terrains même durs, la pelle peut porter divers équipements qui en font un engin de travail à plusieurs fins :

- Godet normal pour travail en butée.
- Godet rétro pour travail en fouille et en tranché.
- Godet niveleur pour travail de décapage ou de nivelage.
- Benne preneuse pour terrassement en fouille ou déchargement de matériaux (sable, pierres...).
- Dragline pour travail en fouille.



Figure IX-2: Pelle hydraulique.

IX.3.2. Bulldozer

Le bulldozer est une pelle niveleuse montée sur un tracteur à chenille ou à pneus, l'outil de terrassement est une lame profilée portée par deux bras articulés qu'un mécanisme hydraulique permet d'abaisser ou de lever.

Si la lame est en position basse l'engin fait des terrassements par raclage avec une profondeur de coupe de 20 à 30cm.

En mettant la lame en position intermédiaire, on peut régaler des tas de déblais en couche d'épaisseur de 20 à 30cm également.

La position haute est une position de transport (hauteur de la lame au-dessus du sol de 75cm à 1m).



Figure IX-3: Bulldozer.

IX.3.3. Chargeur

C'est un tracteur à pneus muni de godet de chargement et de déchargement à l'avant, on l'utilisera pour remblayer les fouilles, les casiers et la tranchée après pose de la conduite.



Figure IX-4: Chargeur.

IX.3.4. Compacteur (vibrateur de sol)

C'est un engin peu encombrant, sert au compactage des remblais des surfaces étroites telles que les fouilles des semelles, les casiers entre ceintures inférieures du bâtiment et les tranchées. Le compactage des sols sert à augmenter la densité apparente résultant de l'application d'une charge sur ces derniers.



Figure IX-5: Compacteur.

IX.4. Calcul des volumes des travaux de l'adduction et de distribution

IX.4.1. Enlèvement de la couche végétale

Avant d'entamer l'excavation des tranchées, on doit tout d'abord commencer toujours par l'opération de décapage des terres végétales sur des faibles profondeurs.

$$V_{cv} = L * b * e \dots\dots\dots IX-6)$$

Avec :

V_{cv} : Volume de la terre décapée en (m³).

L : Longueur total des tranchées en (m).

b : Largeur de la couche végétale en (m).

e : Epaisseur de la couche en (m), e = 10 cm.

IX.4.2. Déblais d'excavation

Le volume des déblais est calculé en fonction des surfaces des coupes en travers, sachant que :

$$S_{exc} = b * h \dots\dots\dots IX-2)$$

Avec :

S_{exc} : Surfaces de déblais de chaque coupe (m²).

b : Largeur de la tranchée (m).

h : Profondeur de la tranchée (m).

$$V_{exc} = S_{exc} * L_{exc} \dots\dots\dots IX-3)$$

V_{exc} : Volume des déblais entre deux coupes consécutives.

L_{exc} : Distance entre deux coupes consécutives.

IX.4.3. Largeur de la tranchée

La largeur du fond de fouille doit être déterminée pour permettre le déroulage du tube et le compactage du remblai.

Elle est déterminée en fonction du diamètre de la conduite et Distance entre la conduite et le toit de talus.

$$B_t = (I_t * 2) + D_n \dots\dots\dots IX-4)$$

Avec :

B_t : Largeur de la tranchée en (m).

D_n : Diamètre de la conduite (m).

I_t : Distance entre la conduite et le toit de talus, $I_t = 0.3 m$.

IX.4.4. La profondeur de la tranchée

La profondeur de la tranchée est en général telle que la génératrice supérieure des canalisations se trouve au minimum à une profondeur qui permet de maintenir la canalisation hors gel.

D'une manière générale, la profondeur minimale recommandée est de 0,8 m par rapport à la génératrice supérieure.

Elle déterminer par la formule suivante :

$$h_t = e_s + D_n + h_{rem} \dots\dots\dots IX-5)$$

Avec :

h_t : Profondeur de la tranchée (m).

e_s : Épaisseur de lit de pose en mètre ($e = 0,15m$).

h_{rem} : Hauteur du remblai au-dessus de la conduite en mètre (entre 0,8m et 1,2m, on prendra $h_{rem} = 0.8m$).

IX.4.5. Lit de sable

Le long de l'adduction et le réseau de distribution, les conduites doivent être posées sur un lit de sable de 15 cm d'épaisseur.

$$V_s = b * e_s * L \dots\dots\dots IX-6)$$

Avec :

V_s : Volume du lit de sable (m^3).

e : Epaisseur du lit de sable ($e_s = 15 \text{ cm}$).

L : Longueur du lit de sable (m).

IX.4.6. Volume de la conduite

Le volume de la conduite est déterminé par la formule suivante :

$$V_c = \frac{\pi * D^2}{4} * L_t \dots\dots\dots IX-7)$$

Avec :

V_c : Volume de la conduite (m^3).

D : Diamètre de la conduite (m).

IX.4.7. Remblais compactés

Le volume des remblais est déterminé par la formule suivante :

$$V_{rem} = V_{exc} - V_s - V_c \dots\dots\dots IX-8)$$

Avec :

V_{rem} : Volume du remblai en (m^3).

IX.4.8. Calcul du volume de terre à évacuer

Le volume de terre à évacuer est déterminé en fonction du volume de déblais et volume de remblai tel que :

$$V_{eva} = Kf * (V_{exc} - V_{rem}) \dots\dots\dots IX-9)$$

Avec :

Kf : Coefficient de foisonnement du sol, $Kf = 1.3$

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux qui suivent :

Tableau IX-1: Calcul des volumes pour l'adduction.

Diamètre (mm)	L (m)	h_t (m)	b (m)	V_{cv} (m ³)	V_{exc} (m ³)	V_c (m ³)	V_s (m ³)	V_{rem} (m ³)	V_{eva} (m ³)
500	890	1.45	1.1	97.9	1419.55	174.75	146.85	1097.95	418.08

Tableau IX-2: Calcul des volumes pour le réseau de distribution

Diamètre (mm)	Surface (m ²)	L (m)	h_t (m)	b (m)	V_{cv} (m ³)	V_{exc} (m ³)	V_c (m ³)	V_s (m ³)	V_{rem} (m ³)	V_{eva} (m ³)
75	0.0044	890.4	1.025	0.675	60.1	616.04	3.92	90.15	521.97	122.29
90	0.0064	158.5	1.04	0.69	10.93	113.74	1.01	16.4	96.33	22.63
110	0.0095	2026.4	1.06	0.71	143.87	1525.1	19.25	215.81	1290	305.63
125	0.0123	1124.35	1.075	0.725	81.51	876.29	13.83	122.27	740.19	136.1
160	0.0201	2851.16	1.11	0.76	216.68	2405.2	57.3	325	2022.9	497

Suite tableau IX-2 : Calcul des volumes pour le réseau de distribution.

Diamètre (mm)	Surface (m ²)	L (m)	h_t (m)	b (m)	V_{cv} (m ³)	V_{exc} (m ³)	V_c (m ³)	V_s (m ³)	V_{rem} (m ³)	V_{eva} (m ³)
200	0.0314	483.97	1.15	0.8	38.7	445.2	15.19	58.07	371.23	96.16
250	0.0491	1410.3	1.2	0.85	119.87	1438.5	69.24	179.8	1190.2	322.7
315	0.0779	273.07	1.256	0.915	24.98	313.82	21.27	37.48	255.07	76.38
400	0.1256	692.97	1.35	1	69.29	935.5	87.03	103.94	744.53	248.2
500	0.1963	122.2	1.45	1.1	13.44	194.9	23.98	20.16	150.76	57.38
Total	-	-	-	-	779.3	8692.1	-	1161	7264.9	1762

IX.4.9. Devis des différents travaux**Tableau IX-3: Devis estimatif des travaux d'adduction.**

Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire HT (DA)	Montant HT (DA)
Décapage de terre végétale	M ³	97.9	200	19 580
Excavation des tranchées	M ³	1419.55	350	496 842.5
Mise en œuvre d'un lit de sable	M ³	146.85	1200	176 220
Remblais des tranchées en terre épierrée compactée	M ³	1097.95	200	219 590
Transport des terres excédentaires dans un endroit qui sera déterminer par l'administration	M ³	418.08	300	125 424
Total				1 037 656.5

Tableau IX-4: Devis estimatif de la fourniture et de pose des conduites d'adduction.

Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire HT (DA)	Montant HT (DA)
Fourniture transport et pose des conduites en PEHD PN16				
DN 500 mm	ML	890	25 000	22 250 000
Fourniture et pose de grillage avertisseur couleur bleu	ML	890	90	80 100
MONTANT TOTAL (HT)				23 367 756.0 DA
MONTANT TVA (19%)				4 439 873.70 DA
MONTANT TOTAL (TTC)				27 807 630.DA

Tableau IX-5: Devis estimatif des travaux du réseau de distribution.

Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire HT (DA)	Montant HT (DA)
Décapage de terre végétale	M ³	773.3	200	154 660
Excavation des tranchées	M ³	8692.1	350	3 042 235
Mise en œuvre d'un lit de sable	M ³	1161	1200	1 393 200
Remblais des tranchées en terre épierrée compactée	M ³	7264.9	200	1 452 980
Transport des terres excédentaires dans un endroit qui sera déterminer par l'administration	M ³	1762	300	528 600
Total				6 571 675

Tableau IX-6: Devis estimatif de la fourniture et de pose des conduites du réseau de distribution.

Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire HT (DA)	Montant HT (DA)
Fourniture transport et pose des conduites en PEHD PN16				
DN 75	ML	890.4	600.72	534 881.09
DN 90	ML	158.5	750	118 875
DN 110	ML	2026.4	1200.76	2 433 220.06
DN 125	ML	1124.35	1550.77	1 743 608.25
DN 160	ML	2 851.16	2500.46	7 129 211.53
DN 200	ML	483.97	3820.88	1 849 191.29
DN 250	ML	1410.3	7200.76	10 155 231.83
DN 315	ML	273.07	14000	3 822 980
DN 400	ML	692.97	22 000	15 245 340
DN 500	ML	122.2	25 000	3 055 000
Fourniture et pose de grillage avertisseur couleur bleu	ML	10037.66	90	903 389.40
MONTANT TOTAL (HT)				53 622 603.45 DA
MONTANT TVA (19%)				10 188 294.66 DA
MONTANT TOTAL (TTC)				63 810 898.11DA

IX.5. Calcul du volume des travaux de la station de pompage

Tableau IX-7: Récapitulation des dimensions du bâtiment de la station de pompage.

Dimensions du bâtiment de la station de pompage (m)						
Longueur	Largeur	Hauteur	Epaisseur des murs	Fenêtres	Portes	
14	6	6	0.3	2.2*1.4	Secondaire	Principale
					2.2*1.2	4.2*3.2

Poteaux : $b*b = 25*25$

Poutre : $b*b = 25*25$

IX.5.1. Les volumes

✓ Décapage

$$V_d = e * L * l = 0.15 * 14 * 6 = 12.6 \text{ m}^3 \text{IX-70)}$$

$$V_d = 12.6 \text{ m}^3$$

✓ Excavation (Fouilles)

Pour une fouille $V = 1.5*1.5*1.5 = 3.375 \text{ m}^3$

Pour 12 fouilles $V_{exc} = 3.375 * 12 = 40.5 \text{ m}^3$

$$V_{exc} = 40.5 \text{ m}^3$$

✓ Béton de propreté

Une épaisseur de 10 cm dans chaque fouille

$$V_{bp} = 1.5 * 1.5 * 0.1 = 0.225 \text{ m}^3$$

Pour les 12 fouilles $V_{bp} = 12 * 0.225 = 2.7 \text{ m}^3$

$$V_{bp} = 2.7 \text{ m}^3$$

✓ Béton armé

Les éléments de la station de pompage dont le béton armé est le matériau de construction sont :

- Semelles.
- Demi-poteaux.
- Poteaux.
- Longrines.
- Chape inférieure.
- Dalle supérieure.

Tableau IX-8: Volume du béton armé.

Eléments	Longueur (m)	Largeur (m)	Hauteur (m)	n	Volume (m ³)
Semelles	1.5	1.5	0.4	12	10.8
Demi-poteaux	0.25	0.25	1	12	0.75
Poteaux	0.25	0.25	6	12	4.5
Ceintures inf.sup.long	14	0.25	0.6	4	8.4
	10	0.25	0.6	8	12
Ceintures inf.sup.larg	6	0.25	0.6	4	3.6
	4	0.25	0.6	6	3.6
Dalle supérieure/inférieure	14	6	0.07	2	11.76
	10	4	0.07	2	5.6
Totale (m³)					61.01

✓ Remblai

Ce volume correspond à un volume d'un remblai bien compacté.

$$V_{rf} = V_{exc} - (V_{bp} + V_{semelles} + V_{demi-poteau}) \dots\dots\dots IX-81)$$

$$V_{rf} = 40.5 - (2.7 + 10.8 + 0.75) = 26.75 \text{ m}^3$$

$$V_{rf} = 26.75 \text{ m}^3$$

✓ Volume de la maçonnerie

Les murs extérieurs de la station de pompage seront construits en briques double parois de dimension 30*20 cm². La surface de la maçonnerie totale est :

$$S_{maçonnerie} = S_{murs} - S_{fenêtres} - S_{portes} \dots\dots\dots IX-92)$$

S_{murs} : Surface totale des murs = 318 m².

$S_{fen\hat{e}tres}$: Surface des fen\hat{e}tres = 6.16 m².

S_{portes} : Surface des portes = 16.08 m².

Donc : $S_{ma\hat{c}onnerie} = 295.76 \text{ m}^2$

Le nombre de briques n\hat{e}cessaires est de : $N = 2 * \frac{S_{ma\hat{c}onnerie}}{S_{brique}} = 2 * \frac{295.76}{0.3*0.2} = 9859$ briques.

Le nombre de brique \hat{a} pr\hat{e}voir en tenant compte de la casse est de 9900 briques.

Tableau IX-9: Devis estimatif des travaux de la station de pompage

D\hat{e}signation des travaux	Unit\hat{e}	Quantit\hat{e}	Prix unitaire (DA)	Montant HT (DA)
D\hat{e}capage de la terre v\hat{e}g\hat{e}tale	M ³	12.6	200	2 520
Excavation en tranch\hat{e}e	M ³	40.5	350	14 175
Remblai en terre \hat{e}pierr\hat{e}e compact\hat{e}e	M ³	26.75	200	5 350
Fourniture, transport et mise en \hat{c}uvre d'un b\hat{e}ton de propret\hat{e} dos\hat{e} \hat{a} 150 kg/m ³	M ³	2.7	12 000	32 400
Fourniture, transport et mise en \hat{c}uvre d'un b\hat{e}ton arm\hat{e} dos\hat{e} \hat{a} 350 kg/m ³	M ³	61.01	44 000	2 684 440
Ma\hat{c}onnerie en briques	Briques	9900	50	495 000
Carrelage (0.25*0.25)	M ²	124	1 400	148800
Peinture : Mise en \hat{c}uvre en deux sur les murs	M ²	408	500	204 000
MONTANT TOTAL (HT)			3 586 685 DA	
MONTANT TVA (19%)			681 470.15 DA	
MONTANT TOTAL (TTC)			4 268 155.15 DA	

IX.6. Calcul du volume des travaux des réservoirs

Les réservoirs à projeter de notre projet sont au nombre de deux, un réservoir de stockage de capacité 2000 m³ et un réservoir dans la station de pompage de capacité 300 m³.

IX.6.1. Réservoirs de stockage

✓ Décapage

$$V_d = \left(\frac{\pi * D_{exc}^2}{4} + L * l \right) * 0.1$$

Avec :

D_{exc} : Diamètre d'excavation (m), $D_{exc} = D_{ext} + 2$

$$V_d = \left(\frac{\pi * 28^2}{4} + 5 * 4 \right) * 0.1$$

$$V_d = 63.57 \text{ m}^3$$

Remarque

Le diamètre de décapage doit être supérieur à celui du réservoir de 2 m (1 m de part et d'autre).

✓ Excavation

Le volume totale des déblais est la somme des déblais de réservoir et de chambre de manœuvre.

$$V_{exc} = \left(\frac{\pi * D_{exc}^2}{4} + L * l \right) * h_{exc} \dots\dots\dots IX-103)$$

Avec :

h_{exc} : Profondeur d'excavation (m), $h_{exc} = 1 \text{ m}$

$$V_{exc} = \left(\frac{\pi * 28^2}{4} + 5 * 4 \right) * 1$$

$$V_{exc} = 635.75 \text{ m}^3$$

✓ Volume de tout-venant

Le volume de tout-venant sera calculé par la formule suivante :

$$V_{tv} = \frac{\pi * D_{exc}^2}{4} * e_{tv} \dots\dots\dots IX-114)$$

Avec :

e_{tv} : Epaisseur de la couche du tout-venant (m), $e_{tv} = 0.3 \text{ m}$

$$V_{tv} = \frac{\pi * 28^2}{4} * 0.3$$

$$V_{tv} = 184.72 \text{ m}^3$$

✓ Volume de béton de propreté

La pose du béton de propreté sera étendue de 0.6 m des parois extérieur du réservoir. Le volume du béton de propreté sera calculé par la formule suivante :

$$V_{bp} = \frac{\pi * D_{bp}^2}{4} * e_{bp} \dots\dots\dots IX-125)$$

Avec :

D_{bp} : Diamètre de la couche du béton de propreté (m), $D_{bp} = D_{ext} + 1.2$

e_{bp} : Epaisseur de la couche du béton de propreté (m), $e_{bp} = 0.15 \text{ m}$

$$V_{bp} = \frac{\pi * 27.2^2}{4} * 0.15$$

$$V_{bp} = 87.16 \text{ m}^3$$

✓ Béton armé

Les éléments des réservoirs dont le béton armé est le matériau de construction sont :

- Radier de réservoir.
- Voiles de réservoirs.
- Voiles de la chambre de manœuvre.
- Ceintures supérieures de réservoir.
- Coupole de réservoir.
- Poteaux de la chambre de manœuvre.

- Ceintures de la chambre de manœuvre.
- Chape de la chambre de manœuvre.
- Dalle de la chambre de manœuvre.
- Maçonnerie de la chambre de manœuvre.

Les éléments du réservoir, ayant des formes circulaires, sont estimés moyennant la formule :

$$V_{ba} = \frac{\pi * (D_{ext}^2 - D_{int}^2)}{4} * H \dots\dots\dots IX-136)$$

Avec :

D_{ext} : Diamètre extérieur du radier du réservoir (m).

D_{int} : Diamètre intérieur du réservoir (m).

H : Hauteur du réservoir (m).

Tableau IX-10: Calcul du volume du béton armé.

Réservoir	Eléments	D_{ext} (m)	D_{int} (m)	H (m)	V_{ba} (m ³)
	Radier	28	-	0.55	338.66
	Voiles	26.5	26	4.5	92.77
	Ceintures supérieure	27	26	0.5	20.81
	Acrotères	27	26.84	0.3	2.03
Total					454.27

✓ **Coupoles**

La coupole est sphérique de rayon :

$$R = \frac{f^2 + \left(\frac{D}{2}\right)^2}{2 * f} \dots\dots\dots IX-147)$$

Avec :

R: Rayon de la coupole (m).

a) D: Diamètre du réservoir (m).

f: Flèche de la coupole (m), $e_c = 0.1 m$.

Et de volume :

$$V_c = 2 * \pi * R * f * e_c \dots\dots\dots IX-158)$$

e_c : Epaisseur de la coupole (m).

V_c : Volume de la coupole (m³).

$$R = \frac{1.5^2 + \left(\frac{26}{2}\right)^2}{2 * 1.5}$$

$$R = 57.08 \text{ m}$$

$$V_c = 2 * \pi * 57.08 * 1.5 * 0.1$$

$$V_c = 53.79 \text{ m}^3$$

Les résultats de calcul du volume du béton armé de la chambre de manœuvre sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau IX-11: Volume du béton armé de la chambre de manœuvre.

Eléments	Longueur (m)	Largeur (m)	Hauteur (m)	n	$V = L * l * h * n$ m ³
Voiles	5	0.2	0.5	4	2
Poteaux	0.3	0.3	5	4	1.8
Ceinture inf.long	5	0.3	0.3	4	1.8
Ceinture inf.larg	4	0.3	0.3	4	1.44
Ceinture sup.long	5	0.3	0.3	4	1.8
Ceinture sup.larg	4	0.3	0.45	4	2.16
Dalle supérieure	5	4	0.07	1	1.4
Chape inférieure	5	4	0.07	1	1.4
Totale					13.8

Remarque

Le nombre des chambres de manœuvres étant deux, alors le volume total du béton armé de ces chambres de manœuvre et de : 2×13.8 soit : 27.6 m^3 .

IX.6.2. Bâche d'eau

✓ Décapage

$$V_d = [(L * l) + (L' * l')] * e_d \dots\dots\dots\text{IX-169)}$$

Avec :

e_d : Epaisseur de décapage, $e_d = 0.1 \text{ m}$.

L : Longueur de la bâche d'eau.

l : Largeur de la bâche d'eau.

L' : Longueur de la chambre de manœuvre.

l' : Largeur de la chambre de manœuvre.

$$V_d = [(11 * 11) + (6 * 5)] * 0.1$$

$$V_d = 15.1 \text{ m}^3$$

✓ Excavation

$$V_{exc} = V_{exc \text{ bache}} + V_{exc \text{ chambre}} \dots\dots\dots\text{IX-20)}$$

$$V_{exc \text{ bache}} = (L * l) * h_{exc \text{ bache}}$$

Avec :

$V_{exc \text{ bache}}$: Volume d'excavation de la bâche d'eau (m^3).

$V_{exc \text{ chambre}}$: Volume d'excavation de la chambre de manœuvre (m^3).

$h_{exc \text{ bache}}$: La hauteur d'excavation de la bâche d'eau, $h_{exc \text{ bache}} = 4.5 \text{ m}$

$$V_{exc \text{ bache}} = (11 * 11) * 4.5$$

$$V_{exc \text{ bache}} = 544.5 \text{ m}^3$$

$$V_{exc\ chambre} = (L' * l') * h_{chambre} \dots\dots\dots IX-217)$$

$h_{chambre}$: La hauteur d'excavation de la chambre de manœuvre, $h_{chambre} = 0.5\ m$

$$V_{exc\ chambre} = (5 * 4) * 0.5$$

$$V_{exc\ chambre} = \mathbf{10\ m^3}$$

Donc le volume total de l'excavation :

$$V_{exc} = 484 + 10$$

$$V_{exc} = \mathbf{494\ m^3}$$

✓ Volume de tout-venant

$$V_{tv} = (L * l) * e_{tv} \dots\dots\dots IX-22)$$

$$V_{tv} = (11 * 11) * 0.3$$

$$V_{tv} = \mathbf{36.3\ m^3}$$

✓ Volume de béton de propreté

La pose du béton de propreté sera étendue de 0.6 m des parois extérieur du réservoir.

$$V_{bp} = [(10.6 * 10.6) + (5.6 * 4.6)] * 0.15$$

$$V_{bp} = \mathbf{20.72\ m^3}$$

✓ Béton armé

- Radier

$$V_{ba} = (11 * 11) * 0.55$$

$$V_{ba} = \mathbf{66.55\ m^3}$$

- Voiles

$$V_{ba} = 4 * (10.5 - 10) * 3$$

$$V_{ba} = \mathbf{6\ m^3}$$

- Ceinture supérieure

$$V_{ba} = 4 * (10.5 - 10) * 0.5$$

$$V_{ba} = 1 \text{ m}^3$$

- **Acrotères**

$$V_{ba} = 4 * (10.66 - 10.5) * 0.3$$

$$V_{ba} = 0.192 \text{ m}^3$$

Donc le volume total du béton armé de la bache d'eau est :

$$V_{ba} = 73.74 \text{ m}^3$$

✓ **Volume du remblai compacté**

Le volume du remblai compacté est égal au vide restant, après coulage du béton armé des voiles, entre ces derniers et les limites d'excavation.

$$V_r = \frac{\pi * (D_{exc}^2 - D_{ext}^2) * h}{4} \dots\dots\dots \text{IX-23)}$$

Avec :

V_r : Volume du remblai compacté (m^3).

D_{exc} : Diamètre d'excavation (m).

D_{ext} : Diamètre extérieur du radier du réservoir (m).

h : Profondeur d'excavation (m).

$$V_{r,reservoir} = \frac{[\pi * (28^2 - 26^2) * 1]}{4}$$

$$V_{r,reservoir} = 84.82 \text{ m}^3$$

$$V_{r,bache d'eau} = 4 * (10.5 - 10) * 4.5$$

$$V_{r,bache d'eau} = 9 \text{ m}^3$$

Tableau IX-12: Devis quantitatif et estimatif des réservoirs.

Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix Unitaire HT (DA)	Montant total HT (DA)
TERRASSEMENT				
Décapage	m ³	78.67	200	15 734.00
Déblais des réservoirs et chambres de manœuvres	m ³	1129.75	350	395 412.5
Remblais compactés en terres tout-venant	m ³	314.84	200	62 968.00
CONSTRUCTION EN BETON				
Béton de propreté : dosé de 150 kg/m ³ de ciment	m ³	104.88	12 000	1 258 560
Béton armé : dosé de 350 kg/m ³ de ciment y compris le coffrage et ferraillage et tout sujétions éventuelles	m ³	609.4	44 000	26 813 600
MONTANT TOTAL (HT)		28 546 274.50 DA		
MONTANT TVA (19%)		5 423 792.16 DA		
MONTANT TOTAL (TTC)		33 970 066.66 DA		

Tableau IX-13: Récapitulatif du devis estimatif du projet.

Désignation	Montant Total HT (DA)	Montant TVA 19% (DA)	Montant Total TTC (DA)
Conduite d'adduction	23 367 756.00	4 439 873.70	27 807 630.00
Réseau de distribution	50 121 924.45	9 523 165.46	59 645 090.10
Station de pompage	3 586 685	681 470.15	4 268 155.15
Les réservoirs	28 546 274.50	5 423 792.16	33 970 066.66
MONTANT GLOBAL TTC	135 690 941.00 DA		

Le cout total du projet est estimé à : **Cent trente-cinq millions six cent quatre-vingt-dix mille neuf cent quarante Dinars algérien.**

NB : Ce devis ne comporte pas les pompes et le réservoir d'air (dépendent de la marque).

IX.7. Planification des travaux

Avant d'entamer la réalisation des travaux sur le chantier, il faut faire une planification qui consiste en une étude théorique qui va désigner la meilleure façon d'utilisation de la main d'œuvre et des autres moyens.

L'objectif de la planification est de s'assurer que tout le travail se fait :

- Dans un ordre correct (bonne succession des opérations du réseau).
- Sans retard.
- Aussi économique que possible.
- Avec la définition des taches et leurs durées.

La méthode du réseau à chemin critique ou méthode PERT (program évaluation review technic) est une méthode où les nœuds et les flèches représentent des taches et ils sont parcourus par un flux qui est le temps ; le sommet (nœud ou flèche) représente une étape ou un évènement. Cette méthode a été élaborée en 1958 par les américains.

IX.7.1. Les différentes taches de réalisation

- **La réalisation de la station de pompage**
- ✓ **L'abri de la station**

Les taches de construction du bâtiment de la station de pompage et leurs durées sont mentionnées dans le tableau ci-dessous :

Tableau IX-14: Durée des travaux pour la station de pompage.

Notation	Opération	Durée (jours)
A	Décapage	2
B	Excavation	5
C	Coulage du béton de propreté	2
D	Coulage du béton pour les semelles et les demi-poteaux	7
E	Coulage béton longrine inférieure	10
F	Coulage des chapes inférieure	2
G	Coulage béton poteaux et des voiles de la salle de machines	12
H	Coulage du béton pour longrines supérieure et de la dalle	15
I	Maçonnerie et finition générale	7
J	Embellissement (trottoirs, bitumage et verdure), évacuation des débris et nettoyage	7

✓ **Réservoir de 300 m³ (Bâche d'aspiration)**

Tableau IX-15: Temps de réalisation des opérations de la bâche d'aspiration.

Notation	Opération	Durée (J)
K	Excavation	8
L	Pose du tout venant	2
M	Coulage du béton de propreté	1
N	Coulage béton armé du radier et de la chape de la chambre de manœuvre	10
O	Coulage béton armé de la voile du réservoir et de la chambre	10
P	Coulage béton armé de la ceinture supérieur du réservoir et des poteaux de la chambre de manœuvre	10
Q	Coulage du béton de la dalle de la chambre de manœuvre	7
R	Remblayage et compactage	2
S	Maçonnerie et finition générale	15
T	Evacuation des débris et nettoyage	2

- **La réalisation des réservoirs**

Les taches concernant la réalisation d'un réservoir et leurs durées sont mentionnées dans le tableau :

Tableau IX-16: Durée des travaux pour les réservoirs.

Notation	Opération	Durée (jours)
A	Décapage	1
B	Excavation	2
C	Pose du tout venant	3
D	Coulage du béton de propreté	2
E	Coulage béton armé du radier et de la chape de la chambre de manœuvre	40
F	Coulage béton armé de la voile du réservoir et de la chambre	40
G	Coulage béton armé de la ceinture supérieur du réservoir et des poteaux de la chambre de manœuvre	20
H	Coulage du béton armé de la coupole et de la dalle de la chambre de manœuvre	30
I	Remblayage et compactage	4
J	Maçonnerie et finition générale	15
K	Evacuation des débris et nettoyage	4

- **Adduction et le réseau de distribution**

Les taches de réalisation de l'adduction et le réseau de distribution et leurs durées sont mentionnées dans le tableau ci-dessous :

Tableau IX-17: Durée des travaux pour l'adduction et le réseau de distribution.

Notation	Opération	Durée (jours)
A	Décapage	7
B	Exécution des tranchées et des fouilles	25
C	Aménagement du lit de pose	15
D	Soudage des conduites	30
E	La mise en place des canalisations en tranchée	15
F	Raccordement avec la station et le réservoir	7
G	Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et les joints	10
H	Remblai des tranchées	15
I	Travaux de finition	15

IX.7.2. La planification des tâches par la méthode (CPM)

- **Détermination du chemin critique**

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants :

TR : Temps de réalisation.

DCP : Date de commencement au plus tôt.

DCPP : Date de commencement au plus tard.

DFP : Date de finition au plus tôt.

DFPP : Date de finition au plus tard.

MT : Marge totale.

Avec :

$$DFP = DCP + TR \dots\dots\dots IX-24)$$

$$DCPP = DFPP - TR \dots\dots\dots IX-25)$$

• **Le chemin critique**

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTP) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (MT = 0), ainsi la somme de TR = DTP.

➤ **La réalisation de la station de pompage**

Tableau IX-18: Taches qui précèdent et succèdent pour chaque opération de la station de pompage

Opération	Précède	Succède	Opération	Précède	Succède
A	-	B, K	K	A	L
B	A	C	L	K	M
C	B	D	M	L	N
D	C	E	N	M	O
E	D	F	O	N	P
F	E	G	P	O	Q, R
G	F	H	Q	P	S
H	G	I	R	P	S
I	H	J	S	Q, R	T
J	I	-	T	S	-

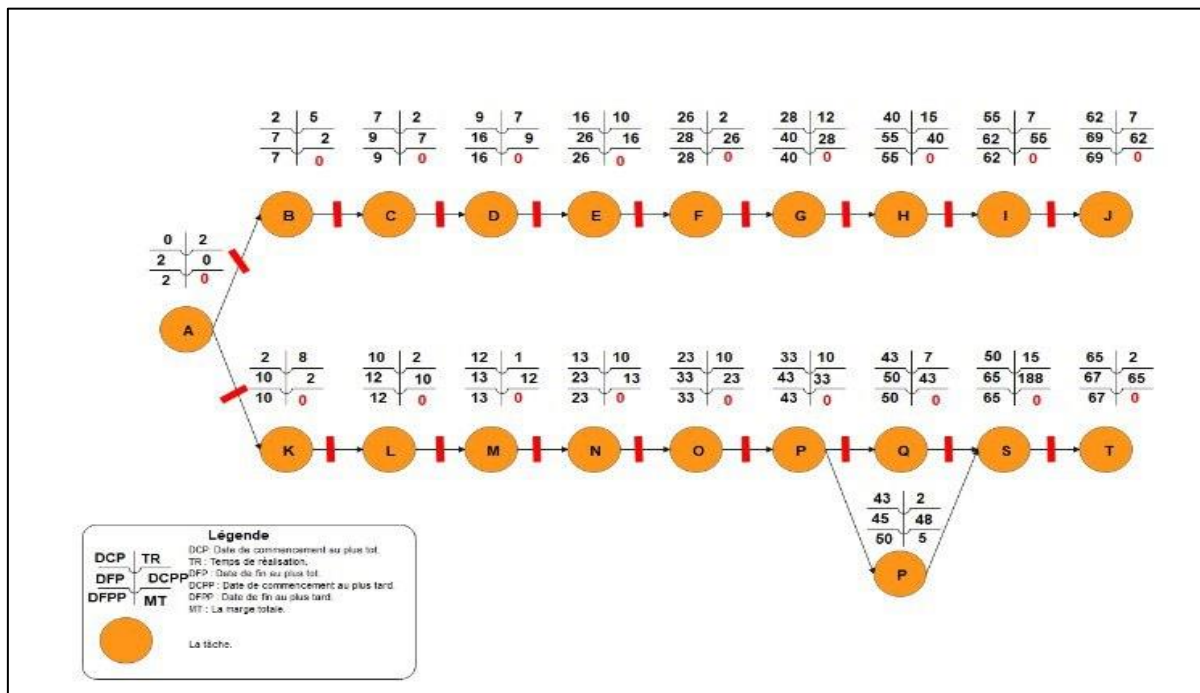


Figure IX-18 : Le réseau à nœud de la station de pompage.

➤ La réalisation des réservoirs

Tableau IX-19: Taches qui précèdent et succèdent pour chaque opération du réservoir.

Opération	Précède	Succède	Opération	Précède	Succède
A	-	B	G	F	H, I
B	A	C	H	G	J
C	B	D	I	G	J
D	C	E	J	H, I	K
E	D	F	K	J	-
F	E	G			

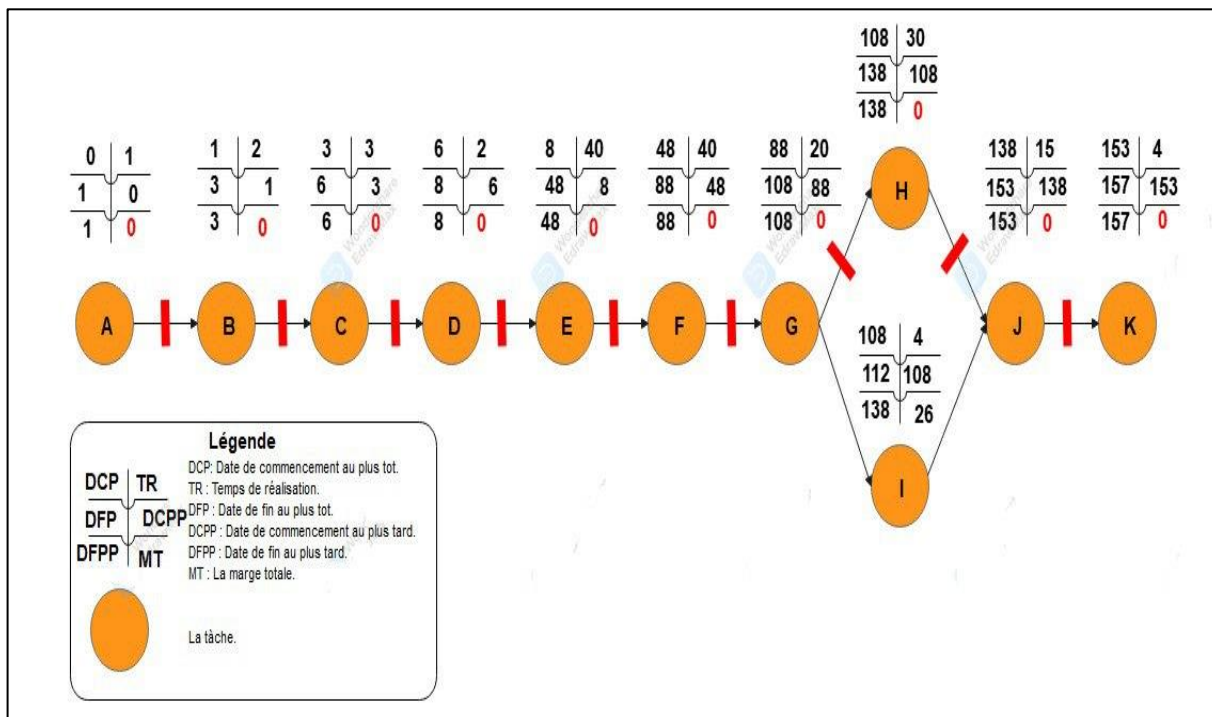


Figure IX-19: Le réseau à nœud du réservoir.

Le délai d'exécution du projet est :**365 jours, soit donc une année.**

IX.8. Protection et sécurité du travail

IX.8.1. Causes des accidents de travail dans un chantier hydraulique

Généralement les accidents de travail imputables à des conditions dangereuses et actions dangereuses sont causés par deux facteurs :

Facteurs humains

- Manque de contrôle et négligence.
- La fatigue des travailleurs, manque de maîtrise et de responsable.
- Encombrement dans les différentes phases d'exécution des travaux.
- Erreurs de jugement ou de raisonnement.
- Importance durant les différentes phases de réalisation.
- Suivre un rythme de travail inadapté.

Facteurs matériels

- Outillage, engins, et machines de travail.
- Nature des matériaux mis en œuvre.
- La difficulté posée lors de l'exécution du travail.
- Les installations mécaniques et électriques.

Durant chaque phase de la réalisation d'un projet en alimentation en eau potable, le risque de produire un accident est éventuellement, soit dans la phase des travaux de terrassement, soit dans la réalisation des travaux de bétonnage, soit dans les installations électriques ou des installations sous pressions soit après la finition du projet (travaux d'entretien des pompes, des installations, etc.)

IX.8.2. Liste des conditions dangereuses

- Installations non protégées.
- Installations mal protégées.
- Stockage irrationnel.
- Mauvaise disposition des lieux.
- Eclairage défectueux.
- Défaut dans la conception et dans la construction.

IX.8.3. Liste des actions dangereuses

- Mauvaise utilisation d'un outillage ou engin.
- Travailler dans une altitude inappropriée.
- Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle.
- Suivre un rythme de travail inadapté.
- Agir sans prévenir ou sans autorisation.
- Neutraliser les dispositifs de sécurités.

IX.8.4. Mesures préventives pour éviter les causes des accidents

IX.8.4.1) Protection individuelle

Pour mieux protéger contre les dangers pendant l'exercice de certaines professions, il est indispensable d'utiliser les dispositifs de protection individuelle (casques, gants, lunette protectrice).



Gants de protection



Lunette protectrice



Casque de protection

Figure IX-20: Equipements de protection individuelle.

IX.8.4.2) Autre protection

- Toute tranchée creusée en agglomération ou sous route sera protégée par une clôture visiblement signalée de jour comme de nuit (chute de personnes et d'engins).
- Prévenir les concernés avant d'entreprendre des travaux d'excavations des tranchées et vérifier la stabilité du sol.
- Les travailleurs œuvrant à la pioche ou la pelle sont tenus à laisser une distance suffisante entre eux.

IX.8.4.3) Protection collective

➤ **Équipement de mise en œuvre du béton**

L'entrepreneur ou bien chef de chantier doit mettre en évidence les points suivants :

- Application stricte des règlements de sécurité.
- Affectation rigoureuse du personnel aux commandes des points clés d'une installation moderne.

➤ **Engin de levage**

La grue, pipe layée et autres engins par leurs précisions et possibilité de manutention variés, constituent la pose de travail où la sécurité n'admet pas la moindre négligence, alors le technicien responsable veillera à :

- Affecter des personnes compétentes.
- Procéder aux vérifications périodiques des engins selon la notice du constructeur.
- Délimiter une zone de sécurité autour des engins de levage et en particulier à éviter tout stationnement sous une charge levée.

IX.9. Conclusion

Dans ce chapitre, nous présentons les travaux qui seront effectués sur le chantier à l'aide des principales machines utilisées lors de la construction.

Estimer le cout du projet en évaluant les différentes tâches qui composent le projet, en montrant que le cout total est de **135 690 941.00 DA** et la période de mise en œuvre est de 365 jours



Conclusion générale

Conclusion générale

Au cours de notre travail, nous avons fait une étude de dimensionnement du réseau d'alimentation en potable du pôle urbaine (PU 36), commune d'Oued Falli wilaya de Tizi Ouzou.

Nous signalons que durant notre étude, une priorité a été donnée surtout au côté technique pour assurer une pression convenable et un débit suffisant aux abonnés.

Dans notre étude, nous avons fait une analyse sur la zone d'étude du point de vue climatique géographique et hydrique, on a déterminé les besoins en eau pour l'horizon 2051 (30 ans) avec un débit maximum journalier de 166.55 l/s.

Afin d'assurer le stockage de l'eau, nous avons projeté un réservoir cylindrique de capacité 2000 m³. Ce réservoir sera sur sol en béton armé.

Pour le dimensionnement de la conduite d'adduction, nous avons effectué une étude technico-économique qui a donné un diamètre de 500 mm de matériau PEHD PN 16.

Pour assurer le débit et la charge nécessaires, nous avons prévu une station de pompage avec une HMT de 106.36 m et un débit total de 199.8 l/s.

Pour la protection de notre conduite contre le phénomène transitoires, nous avons dimensionné un réservoir d'air comme moyen de protection contre le coup de bélier de capacité de 2000 litres.

En ce qui concerne le réseau de distribution, nous avons projeté un réseau maillé avec type de matériau PEHD PN 16 dont le dimensionnement est fait à l'aide du logiciel de simulation hydraulique EPANET. On a choisi des diamètres appropriés qui nous ont permis d'obtenir des pressions et des vitesses acceptables.

Afin d'assurer une longévité et un bon fonctionnement du réseau, les conduites sont équipées de différents accessoires, avec une pose adéquate à son emplacement dans le terrain. Dans le but de se rapprocher le maximum à la bonne marche du chantier nous avons essayé de proposer une chronologie logique d'exécution des tâches. Ainsi que des préventions à prendre pour pouvoir assurer la protection et la sécurité des ouvriers.

Enfin, nous espérons que ce modeste travail puisse servir d'approche pour la réalisation de ce projet sur terrain, nous souhaitons aussi que ce travail servira de guide pour les promotions à venir.

Références Bibliographiques

- ✓ **SALAH Boualem (E.N.S.H 1993) :** Cours d'alimentation en eau potable.
- ✓ **IKHLEF.N (2020) :** Alimentation en eau potable de la commune de CHAABET EL AMEUR (W. BOUMERDES, ENSH BLIDA).
- ✓ **MERABET.C et LOUNIS.A (2020) :** Alimentation en eau potable de la zone IGHIL EL BORDJ commune de BEJAIA (Université de Bejaia).
- ✓ **BENBOUSSAD.I (2020) :** Renforcement de l'approvisionnement en eau potable de la ville d'AIN BOUCIF (Médéa ENSH BLIDA).
- ✓ **DJOUDE.L et TAGUEMOUNT.L (2017) :** Réaménagement et extension du système d'alimentation en potable de la commune de TIZI RACHED (W. TIZI OUZOU) (Université de Bejaia).
- ✓ **Groupe CHIALI (2020) :** Catalogue technique des tubes polyéthylène (PE).

Annexe



Annexe 1 : Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants.

HEURES	NOMBRE D'HABITANTS				
	(h)	Moins de 10000	10 001 à 50 000	50001 à 100000	Plus de 100000
0-1	01	1.5	03	3.35	0.75
1-2	01	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	01	1.5	2.5	3.3	01
3-4	01	1.5	2.6	3.2	01
4-5	02	2.5	3.5	3.25	03
5-6	03	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	05	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.5	6.25	4.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	06
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	07	05	4.4	4.6	8.5
13-14	07	05	4.1	4.55	06
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	05
15-16	4.5	06	4.4	4.7	05
16-17	05	06	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	05	4.5	4.4	06
19-20	5.0	4.5	4.5	4.3	06
20-21	4.5	04	4.5	4.3	06
21-22	03	03	4.8	3.75	03
22-23	02	02	4.6	3.75	02
23-24	01	1.5	3.3	3.7	01

ABAQUE

O. M. VIBERT

POUR LE CALCUL SIMPLIFIÉ
DES RÉSERVOIRS D'AIR

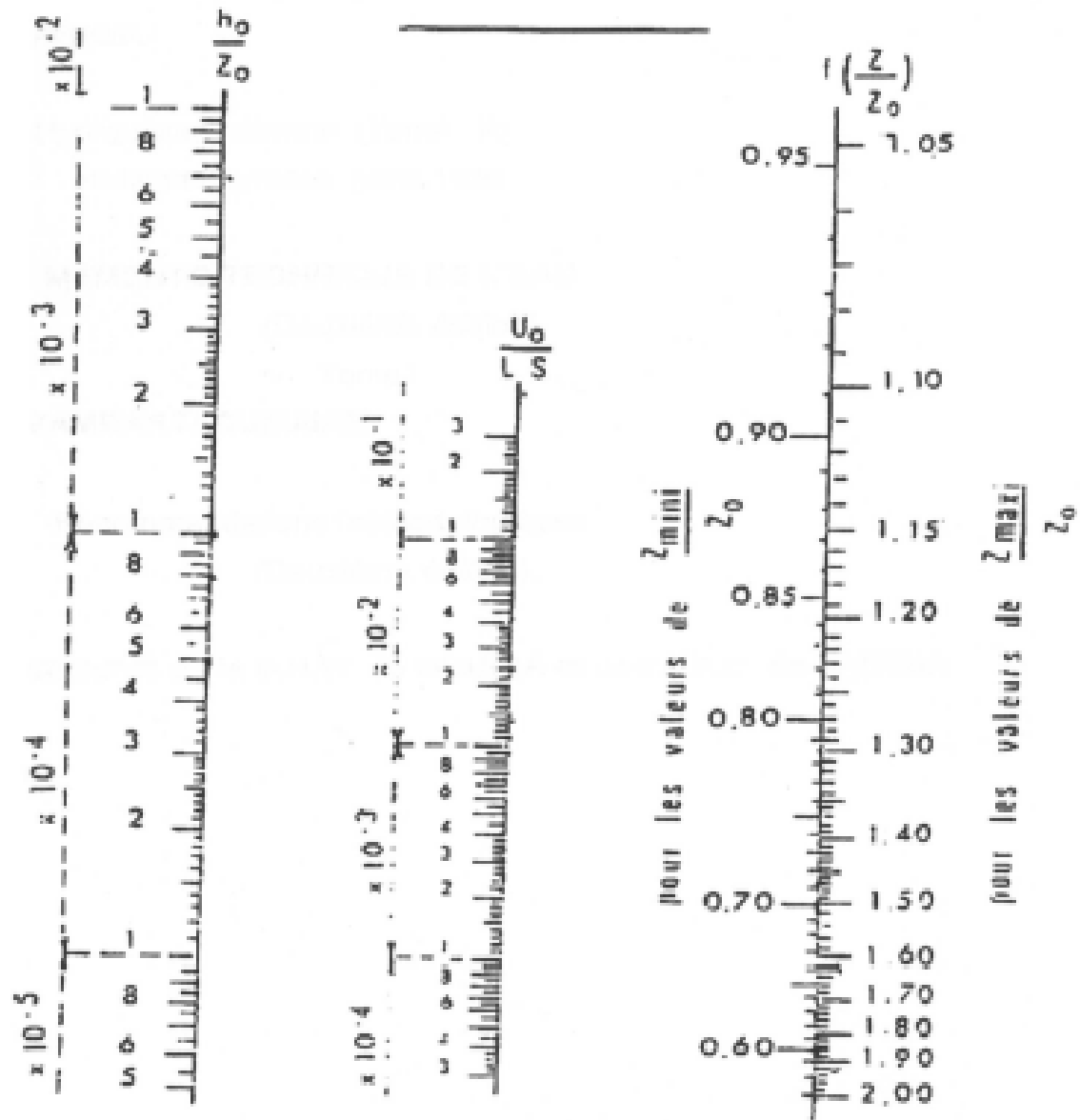


PLANCHE XXXVII

Annexe 2 : Abaque de VIBERT.



Usine & Siège : Voie A Zone Industrielle BP 160 - 22000 Sidi Bel Abbès
 Téléphone : 048 70 31 90
 Télécopie : 048 70 35 58
 Site Web : www.groupe-chiali.com e-mail : info@groupe-chiali.com

TUBE PEHD EAU PN16

Code	Désignation Article	UM	Prix MI HT	Prix MI TTC
11 004 0201	Tube PEHD Ø 20 PN 16 EP 2.3 mm	ML	34.32	40.15
11 004 0251	Tube PEHD Ø 25 PN 16 EP 3.0 mm	ML	48.03	57.16
11 004 0321	Tube PEHD Ø 32 PN 16 EP 3.6 mm	ML	75.47	89.81
11 004 0401	Tube PEHD Ø 40 PN 16 EP 4.5 mm	ML	116.64	138.80
11 004 0501	Tube PEHD Ø 50 PN 16 EP 5.6 mm	ML	180.68	215.01
11 004 0631	Tube PEHD Ø 63 PN 16 EP 7.1 mm	ML	288.17	342.92
11 004 0751	Tube PEHD Ø 75 PN 16 EP 8.4 mm	ML	404.81	481.72
11 008 0901	Tube PEHD Ø 90 PN 16 EP 8.2 mm	ML	488.62	581.46
11 008 1101	Tube PEHD Ø 110 PN 16 EP 10.0 mm	ML	721.62	858.73
11 008 1251	Tube PEHD Ø 125 PN 16 EP 11.4 mm	ML	934.26	1111.77
11 008 1601	Tube PEHD Ø 160 PN 16 EP 14.6 mm	ML	1526.93	1817.05
11 008 2001	Tube PEHD Ø 200 PN 16 EP 18.2 mm	ML	2397.85	2853.44
11 008 2501	Tube PEHD Ø 250 PN 16 EP 22.7 mm	ML	3709.88	4414.76
11 008 3151	Tube PEHD Ø 315 PN 16 EP 28.6 mm	ML	5881.51	6997.00
11 008 4001	Tube PEHD Ø 400 PN 16 EP 36.3 mm	ML	9500.91	11306.08
11 008 5001	Tube PEHD Ø 500 PN 16 EP 45.4 mm	ML	14816.89	17632.10
11 008 6301	Tube PEHD Ø 630 PN 16 EP 57.2 mm	ML	22513.76	26791.37

Annexe 3 : Liste des prix des tuyaux PEHD