

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Conception du réseau d'alimentation en eau potable de la ville de Djamaa (w.El Oued) .

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0026-17

APA Citation (APA توثيق):

Atbi, Samia (2017). Conception du réseau d'alimentation en eau potable de la ville de Djamaa (w.El Oued)[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Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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 بيداغوجية، مقالات الدوريات، كتب....) و بثه على الخط.

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE URBAINE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option: Alimentation en eau potable

THEME

**CONCEPTION DU RESEAU D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE
DE LA VILLE DE DJAMAA (W.EL OUED)**

Présenté Par :

M^{lle}.ATBI Samia

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
M ^r AMMARI.A	M.C.B	Président
M ^{me} BELABES.S	M.A.A	Examinatrice
M ^r BOUFEKANE.A	M.A.A	Examinateur
M ^{me} DARNOUNI.F	M.A.A	Examinatrice
M ^{me} BERBACHE.S	M.A.A	Promotrice

Septembre 2017

Remerciements

Avant de présenter mon projet de fin d'étude, je tiens à remercier ALLAH qui m'a donné la force, la volonté et le courage pour arriver Jusque-là.

Toute ma gratitude à ma promotrice Mme BERBACHE, pour m'avoir accordée sa confiance pour mener à bien ce projet.

Mes remerciements s'adressent également à mes enseignants qui ont contribué à ma formation et à tous ceux qui ont contribué de près ou loin à l'élaboration de ce travail.

Mon respect aux membres de jury qui me feront l'honneur d'évaluer mon travail.

S.ATBI

Dédicace

Je dédie ce travail à celle qui m'a donné la vie le symbole de tendresse qui s'est sacrifiée pour mon bonheur et ma réussite à ma MÈRE que Dieu l'accueille dans son vaste paradis

A mon PÈRE, écolle de mon enfance, qui a été mon ombre durant les années des études, et qui a veillé tout au long de ma vie à m'encourager et me donner de l'aide,

A mes chers et adorables FRÈRES et SŒURS

Chère Nassima

Pour leurs soutiens infinis et leurs aides incessantes, à qui je souhaite un meilleur avenir

*A ma tante « FATMA », l'épaule solide pour sa douceur et sa gentillesse
A la famille « Oucli »*

*A ma meilleure amie « Asmaa », qui était toujours à mes côtés pour
Son soutien et son amour*

*A ceux qui m'ont toujours soutenu, mes chères amies : Amina, Chahrazed,
Narimène, Nihed et Safaâ*

A tous mes amis de l'ENSH, spécialement : Djamila et Narimène

Et à tous ceux qui ont su m'apporter aide et soutien aux moments propices, Je dédie ce travail, reconnaissant et remerciant chaleureusement.

Samia Atbi

Sommaire

Introduction générale.....	1
----------------------------	---

Chapitre I : présentation de la ville

I.1 : Situation géographique :	2
I.2 : Situation topographique :	3
I.3 : Situation géologique et hydrogéologique :	3
I.3.1 : Situation géologique :	3
I.3.2 : Situation hydrogéologique :	3
I.4 : Situation climatologique :	3
I.4.1 : Climat :	3
I.4.2 : Température :	3
I.4.3 : Pluviométrie :	4
I.4.4 : Le vent :	4
I.5 : Situation hydraulique :	4
I.5.1 : Captage.....	4
I.5.2 : Influence de la qualité d'eau sur le réseau d'AEP:	5
I.5.3: Ouvrage de stockage :	6
I.5.4 : Réseau d'adduction :	6

Chapitre II : Estimation des besoins

II.1 : Evaluation de la population future :	8
II.2 : Estimation des besoins journaliers:	9
II.3 : Besoins en eau par catégorie :	9
II.3.1 : Besoins domestiques :	9
II.3.2 : Besoins administratifs :	10
II.3.3 : Besoins scolaires :	10
II.3.4 : Besoins sanitaires :	10
II.3.5 : Besoins socioculturels et sportifs :	11
II.3.6 : Besoins commerciaux :	11
II.3.7 : Besoins d'arrosage:	12
II.3.8 : Récapitulation des besoins en eaux de la ville :	12
II.3.9 : Fuites et gaspillage :	12
II.4 : Variation des débits de consommation dans le temps :	13
II.5 : Coefficient d'irrégularité :	13
II.5.1 : Coefficient d'irrégularité maximale ($K_{max j}$) :	13
II.5.2 : Coefficient d'irrégularité minimale ($K_{min j}$) :	13
II.5.3 : Coefficient d'irrégularité maximale horaire ($K_{max, h}$) :	13
II.5.4 : Coefficient d'irrégularité minimale horaire ($K_{min, h}$) :	14
II.6 : Détermination des débits journaliers :	15
II.6.1 : Consommation maximale journalière ($Q_{max, j}$) :	15
II.6.2 : Consommation minimale journalière ($Q_{min, j}$)	15
II.7 : Détermination des débits horaires :	15
II.7.1 : débit moyen horaire :	15
II.7.2 : débit maximum horaire :	16
II.7.3 : débit minimum horaire :	16
II.8 : Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant :	17

Chapitre III : étude des réservoirs

III.1 : Rôles des Réservoirs :	20
III.2 : Emplacement des réservoirs :	20
III.3 : Principe de fonctionnement :	20
III.4 : les types des réservoirs :	21
III.5 : Equipement de réservoir:	21
III.5.1 Conduite d'arrivée :	21
III.5.2 Conduite de distribution :	21
III.5.3 Conduite de décharge ou de vidange :	21
III.5.4 Conduite de trop-plein :	22
III.5.5 By-pass :	22
III.5.6 Matérialisation de la réserve d'incendie :	22
III.6 : Détermination de la capacité de stockage.....	22
III.6.1 : Diagnostic de l'ouvrage de stockage existant.....	22
III.6.2 : Principe de calcul.....	22
III.6.3 : Calcul par la méthode analytique.....	23
III.6.4 : Choix du type de réservoir projeté.....	24
III.6.5 : Emplacement des réservoirs.....	24
III.6.2 : Caractéristiques des châteaux d'eau projetés	25

Chapitre IV : adduction et pompage

IV.1 : Choix du tracé :	27
IV.2 : Types d'adduction.....	27
IV.2.1 : Adduction gravitaire :	27
IV.2.2 : Adduction par refoulement :	27
IV.2.3 : Adduction mixte :	28
IV.3 : Choix de type des conduites.....	28
IV.3.1 : Fonte :	28
IV.3.2 : Acier :	28
IV.3.3 : PVC (Polychlorure de vinyle) et PEHD (polyéthylène) :	28
IV.4 : Adduction à partir des stations de déminéralisation :	29
IV.4.1 : Calcul de diamètre économique :	29
IV.5 : Etude technico-économique de l'adduction :	29
IV.5.1 : Choix de la gamme des diamètres :	29
IV.5.2 : Calcul des pertes de charge :	29
IV.5.2.1 : Calcul des pertes de charge linéaires	29
IV.5.2.2 : Calcul des pertes de charge singulières:.....	30
IV.5.2.3 : Calcul des pertes de charge totales:.....	31
IV.5.3 : Calcul de la hauteur manométrique totale.....	31
IV.5.4 : Puissance absorbée par la pompe :	31
IV.5.5 : Energie consommée par la pompe :	31
IV.5.6 : Frais d'exploitation	31
IV.5.7 : Frais d'amortissement:.....	32
IV.5.7 : Calcul hydraulique:.....	32
A.Premier tronçon « ST01-R1 »:.....	33
B.Deuxième tronçon « ST01-R2 »:.....	35
C.Troisième tronçon « ST02-R3 »:.....	37
D.Quatrième tronçon « ST02-R4 »:.....	39

IV.6 : Etude de pompage :	41
IV.6.1 : Couplage des pompes.....	41
IV.6.2 : Choix des pompes.....	41
IV.6.3 : Choix du nombre de pompes.....	41
IV.6.3.1 : Refoulement ST01-R1.....	41
IV.6.3.2 : Refoulement ST01-R2.....	42
IV.6.3.3 : Refoulement ST02-R3.....	42
IV.6.3.4 : Refoulement ST02-R4.....	43
IV.7 : Point de fonctionnement d'une pompe :	43
IV.7.1: Courbe caractéristique de la conduite.....	44
IV.7.2 : Refoulement ST01-R1.....	44
IV.7.3 : Refoulement ST01-R2.....	45
IV.7.4 : Refoulement ST02-R3.....	46
IV.7.5 : Refoulement ST02-R4.....	47
IV.8 : Modes de réglage :	48
A.Débit disponible > Débit appelé.....	48
B.Débit disponible < Débit appelé.....	50
IV.9 : Etude de cavitation.....	51
IV.10 : Calage des pompes.....	52

Chapitre V : Réseau de distribution

V.1 : Choix du système de distribution:.....	56
V.2 : Choix du type de réseau :	56
V.2.1 : Les réseaux maillés :	56
V.2.2 : Réseaux ramifié :	56
V.2.3 : Réseaux étagés :	56
V.3 : Conception d'un réseau :	57
V.4 : Principe de tracé d'un réseau maillé :	57
V.5 : Choix du matériau des conduites :	57
V.6 : Calcul hydraulique du réseau maillé :	58
V.6.1 : Détermination des débits:.....	58
a-Débit spécifique :	58
b-Débit en route :	58
c-Débits aux nœuds (nodaux) :	58
V.6.2 : Cas de pointe:.....	59
V.6.3 : Cas de pointe plus incendie:.....	62
V.7 : Détermination des diamètres du réseau de la répartition arbitraire	62
V.8 : Calcul des paramètres hydraulique du réseau par le logiciel EPANET :	64
V.8.1 : Présentation du logiciel EPANET	64
V.8.2 : Principe de calcul.....	64
V.8.3 : Formule de perte de charge utilisée.....	65
V.8.4 : Simulation hydraulique.....	65
V.9 : Calcul des pressions de service du réseau (au sol) :	69
V.10 : Equipements du réseau de distribution:	72

Chapitre VI : Protection des conduites contre le coup de bélier

VI.1 : Protection des conduites contre le coup de bélier :	74
VI.1.1 : Les causes du coup de bélier :	74
VI.1.2 : Les conséquences du coup de bélier :	74
VI.1.3 : Description physique du phénomène :	75

VI.1.4 : Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier.....	76
VI.1.5 : Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier.....	76
VI.2 : Méthodes de calcul des réservoirs d'air.....	78
VI.3 : Dimensionnement des réservoirs d'air.....	80

Chapitre VII : Organisation de chantier et sécurité de travail

VII.1 : Exécution des travaux :.....	82
VII.1.1 : Vérification, manutention des canalisations:	82
VII.1.2 : Décapage de la couche de terre végétale ou goudron :.....	82
VII.1.3 : Excavation des tranchées:	83
VII.1.4 : Aménagement du lit de sable	84
VII.1.5 : Pose de canalisation:	84
VII.1.6 : Essai sur la canalisation en place :	85
VII.1.7 : L'épreuve des joints et canalisations principales :	85
VII.1.8 : Remblaiement des tranchées :	85
VII.1.8 : Volume excédentaire :	86
VII.2 : Choix des engins	86
VII.2.1 : L'engin Pour l'excavation des tranchées :.....	86
VII.2.2 : L'engin Pour le remblaiement des tranchées :	87
VII.3 : Calcul du volume de terrassements	88
VII.3.1 : Décapage de la couche végétale ou la couche de goudron	88
VII.3.2 : Calcul du volume du déblai	88
VII.3.3 : Calcul du volume de sable	89
VII.3.4 : Calcul du volume de remblai	90
VII.3.5 : Calcul du volume excédentaire	90
VII.4 : Planification des travaux	91
VII.5 : Protection et sécurité de travail	92
VII.5.1 : Analyse des actions et des conditions dangereuses.....	92
VII.5.2 : Mesures préventifs pour éviter les causes des accidents.....	93
VII.5.1.1 : Protection collective.....	93
VII.5.1.2 : Autres protection.....	94
VII.5.1.3 : Protection individuelle.....	95
Conclusion générale.....	96

Liste des Tableaux

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Tableau N°I-1 : Températures moyennes mensuelles (c°)	3
Tableau N°I-2 : Précipitation Moyennes Mensuelle (mm).....	4
Tableau N°I-3 : vitesse du vent moyenne mensuelle (m/s) (Source ONM).....	4
Tableau N°I-4 : caractéristiques des forages (source DHW).....	5
Tableau N°I-5 : Caractéristiques des réservoirs	6

Chapitre II : Estimation des besoins

Tableau N°II-1: Evaluation de la population..... ;;	8
Tableau N°II-2: Besoins domestiques :.....	10
Tableau N°II-3 : évaluation des besoins administratifs.....	10
Tableau N°II-4 : évaluation des besoins scolaires.....	11
Tableau N°II-5 : évaluation des besoins sanitaires.....	11
Tableau N°II-6 : évaluation des besoins socioculturel et sportifs.....	11
Tableau N°II-7 : évaluation des besoins commerciaux.....	12
Tableau N°II-8 : évaluation des besoins d'arrosage.....	12
Tableau N°II-9 : Récapitulation des besoins en eaux de DJAMAA.....	12
Tableau N°II -10: β_{\max} en fonction du nombre d'habitants	14
Tableau N°II -11: β_{\min} en fonction du nombre d'habitants.....	15
Tableau N°II-12: variation des débits horaires de DJAMAA.....	17

Chapitre III : Etude des réservoirs

Tableau N°III-1 Caractéristiques du château d'eau existant	22
Tableau N°III-2 Détermination de la capacité du réservoir	23
Tableau N°III-2 Caractéristiques des châteaux d'eau projetés	25

Chapitre IV : Adduction et pompage

Tableau N° IV -1: Variation journalière des tarifs de l'énergie	32
Tableau N° IV -2 : Calcul de la HMT «ST01-R1 ».....	33
Tableau N° IV -3: Consommation en KWH du moteur et prix d'exploitation annuel «ST01-R1 ».....	33
Tableau N° IV-4 : Cout totale d'investissement« ST01-R1 »	34
Tableau N° IV-5: Bilan du cout total (exploitation+investissement) « ST01-R1 ».....	34
Tableau N° IV -6: Calcul de la HMT «ST01-R2 ».....	35
Tableau N° IV -7: Consommation en KWH du moteur et prix d'exploitation annuel «ST01-R2 ».....	35
Tableau N° IV-8 : Cout totale d'investissement« ST01-R2 »	36
Tableau N° IV-9: Bilan du cout total (exploitation+investissement) « ST01-R2 ».....	36
Tableau N° IV -10 : Calcul de la HMT «ST02-R3 ».....	37
Tableau N° IV -11: Consommation en KWH du moteur et prix d'exploitation annuel «ST02-R3 ».....	37

Tableau N° IV-12 : Cout totale d'investissement« ST02-R3 »	38
Tableau N° IV-13: Bilan du cout total (exploitation+investissement) « ST02-R3».....	38
Tableau N° IV -14: Calcul de la HMT «ST02-R4».....	39
Tableau N° IV -15: Consommation en KWH du moteur et prix d'exploitation annuel «ST02-R4 ».....	39
Tableau N° IV-16 : Cout totale d'investissement« ST02-R4 »	49
Tableau N° IV-17: Bilan du cout total (exploitation+investissement) « ST02-R4 ».....	40
Tableau N° IV-18 : Les variantes pour le choix de la pompe (refoulement ST01-R1).....	42
Tableau N° IV-19 : Les variantes pour le choix de la pompe (refoulement ST01-R2).....	42
Tableau N° IV-20 : Les variantes pour le choix de la pompe (refoulement ST02-R3).....	43
Tableau N° IV-21 : Les variantes pour le choix de la pompe (refoulement ST02-R4).....	43
Tableau N° IV-22 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement ST01-R1.....	44
Tableau N° IV-23 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement ST01-R2.....	45
Tableau N° IV-24 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement ST01-R3.....	46
Tableau N° IV-25 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement ST01-R4.....	47
Tableau N° IV-25 : Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température.	51

Chapitre V : Réseau de distribution

Tableau N°V-1 : calcul des débits nodaux en cas de pointe.....	59
Suite du tableau N°V-1 : calcul des débits nodaux en cas de pointe.....	60
Suite du tableau N°V-1 : calcul des débits nodaux en cas de pointe.....	61
Tableau N°V-2: diamètres avantageux déterminés.....	62
Suite du tableau N°V-2: diamètres avantageux déterminés.....	63
Tableau N°V-3 : Les caractéristiques des tronçons (cas de pointe).....	65
Suite du tableau N°V-3 : Les caractéristiques des tronçons (cas de pointe).....	66
Tableau N°V-4 : Les caractéristiques des tronçons (cas de pointe+incendie).....	67
Suite du tableau N°V-4 : Les caractéristiques des tronçons (cas de pointe+incendie).....	68
Tableau N°V-5 : Calcul des pressions de service (Cas de pointe).....	69
Suite du tableau N°V-5 : Calcul des pressions de service (cas de pointe).....	70
Tableau N°V-6 : Calcul des pressions de service (cas de pointe+incendie).....	70
Suite du tableau N°V-6 : Calcul des pressions de service (cas de pointe+incendie).....	71

Chapitre VI : Protection des conduites contre le coup de bélier

Tableau VI-1 : Les caractéristiques des différentes conduites de refoulement :.....	91
Tableau VI-2 : calcul de volume des différents réservoirs d'air.....	91

Chapitre VII: Organisation de chantier et sécurité de travail

Tableau VII-1: choix de coefficient du talus:	95
Tableau VII.2 : Coefficient de foisonnement :.....	97
Tableau VII-3 : Calcul du volume de la couche végétale ou le goudron pour le réseau:.....	99
Tableau VII-4 : calcul du volume de déblai pour le réseau :.....	100
Tableau VII-5 : calcul du volume de sable pour le réseau :.....	100
Tableau VII-6: calcul du volume de remblai pour le réseau :.....	101
Tableau VII-7: calcul du volume excédentaire pour le réseau :.....	102
Tableau VII-8 : détermination de chemin critique :.....	102

Liste des figures

Figure I-1 Situation géographique de Djamaa	2
Figure II -1 : Accroissement de la population de Djamaa (2008-2047).....	9
Figure II-2 : Le graphique de consommation	18
Figure II-3 : La courbe intégrale	18
Figure III-1 : Schéma d'un château d'eau.....	25
Figure IV-1 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation. « ST1-R1 ».....	34
Figure IV-2 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation. « ST1-R2 ».....	36
Figure IV-3 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation. « ST2-R3 ».....	38
Figure IV-4 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation. « ST2-R4 ».....	40
Figure IV-9 : Point de fonctionnement de la pompe (ST01-R1)	45
Figure IV-10 : Point de fonctionnement de la pompe (ST01-R2)	46
Figure IV-11 : Point de fonctionnement de la pompe (ST02-R3)	47
Figure IV-12 : Point de fonctionnement de la pompe (ST02-R4)	48
Figure VI-1 Principe de disposition du réservoir d'air anti bélier.....	77
Figure VI-2 Variation du volume d'aire au cours des phases de fonctionnement du réservoir.....	77
Fig. VII-1 : Section type d'une tranchée.....	94
Figure VII.2: Pelle équipée en rétro	98
Figure VII-3 : Chargeur.....	98

Liste des Planches

Planche N° 1 : Plan de masse avec réseau d'AEP projeté de la ville de Djamaa(W.EL OUED)

Planche N° 2 : Profil en long d l'adduction (ST01-R2).

Planche N° 3 : Profil en long du tronçon (R2-29-34-9-10-11) du réseau.

Planche N° 4 : Profil en long de l'adduction (ST02-R4)

ملخص:

الهدف من إعداد هذه المذكرة هو دراسة شبكة توزيع المياه الصالحة للشرب لمدينة جامعة ولاية الوادي، بغرض تلبية الحاجيات الكمية و النوعية للمستهلكين طبقا لمخطط التنمية الوطنية.

قمنا أولا بتقديم لمحة عامة عن المنطقة و الوضعية الحالية لمختلف الموارد المائية، شبكة المياه والخزانات ثم حساب كمية الحاجيات المائية للسكان لعام 2047، ونظرا لقدم شبكة التوزيع قمنا بتجديد هذه الأخيرة ودراسة كل أبعاد المنشآت الضرورية لضمان تدفق كاف و ضغط مقبول.

RESUME :

L'objectif de ce mémoire est l'étude de réseau d'alimentation en eau potable de la ville de DJAMAA (W.EL OUED) pour satisfaire quantitativement et qualitativement les besoins en eau des consommateurs, conformément au plan du développement national.

Nous avons donné en premier lieu un aperçu général sur la situation de la ville et la situation actuel des ressources hydrauliques, le réseau et les différents ouvrages de stockage puis nous avons passé à l'estimation des besoin en eaux de la population à l'horizon de l'année 2047 et vu la vétuste du système de distribution nous avons renouvelé ce dernier et dimensionner tous les ouvrages nécessaires, afin d'assurer un débit suffisant, une pression acceptable.

ABSTRACT:

The objective of this thesis is to study the network of drinking water supply of DJAMAA (W. EL OUED) to satisfy quantitatively and qualitatively consumers' needs in water, in accordance with the plan of the national developmente.

We have started with a general overview of the town and the current situation of hydraulic resources, network and various works of storage. Then we switched to estimate water needs of the population until the year 2047. We have also renewed distribution system and dimension all the necessary works, in order to ensure a sufficient flow, an acceptable pressure.

INTRODUCTION GENERALE

L'eau est un élément vital et une source précieuse qui constitue un facteur décisif pour la croissance et le développement socio-économique.

L'expansion démographique et l'élévation du niveau de la vie ont engendrés une demande en eau potable sans cesse d'où la nécessité de conception des réseaux d'alimentation en eau potable qui répondent qualitativement et quantitativement aux besoins croissants conformément aux plans de développement national et aux souhaits des populations

A présent, les taux de raccordement des populations à des systèmes d'alimentation en eau potable de 93% à l'échelle nationale et qui sont très élevés dans les agglomérations et un peu plus faibles dans les zones rurales. Mais la régularité et la continuité de la distribution, objectifs principaux de l'Algérienne Des Eaux (ADE), ne sont atteintes que dans un nombre restreint des agglomérations. Et dans bien des cas, on ne peut pas accuser l'insuffisance de ressources disponibles

Une partie seulement de l'eau potable produite est réellement distribuée usagers en raison des fuites dans les réseaux : le taux de pertes sont très importants, atteignant dans certains cas 50%, c'est qui est le cas pour notre zone d'étude. Cette situation problématique s'explique principalement par l'état défectueux des réseaux.

Dans ce contexte s'inscrit le thème de mon mémoire de fin d'étude intitulé « Conception du réseau d'alimentation en eau potable de la ville de Djamaa (W.EL OUED) » .

œ Chapitre I œ

Présentation de la zone d'étude

Introduction

La présentation de la zone d'étude est un atout considérable pour procéder à l'élaboration de l'étude de conception des réseaux d'alimentation en eau potable.

Connaître la situation de la zone d'étude du point de vue géographique, topographique, géologique, climatique et hydraulique nous permet de mener à bien notre travail.

I.1 Situation géographique

DJAMAA appartient à la vallée de l'oued Righ qui s'étend dans la partie orientale nord de Sahara au pied de l'atlas saharien et d'aires .

La commune de Djamaa dont le chef lieu se situe à 110 km au nord-ouest de wilaya d'el-oued, au sud du chef-lieu de wilaya de Biskra et 50km au nord du chef-lieu de daïra de Touggourt et dont le territoire s'étend sur une superficie de 780 km² se limite comme suit :

- au nord par la commune de **TENDLA**,
- au sud par la commune de **SIDI AMRANE**
- à l'est par la commune de **REGUIBA**
- à l'ouest par la commune de **M'RARA**

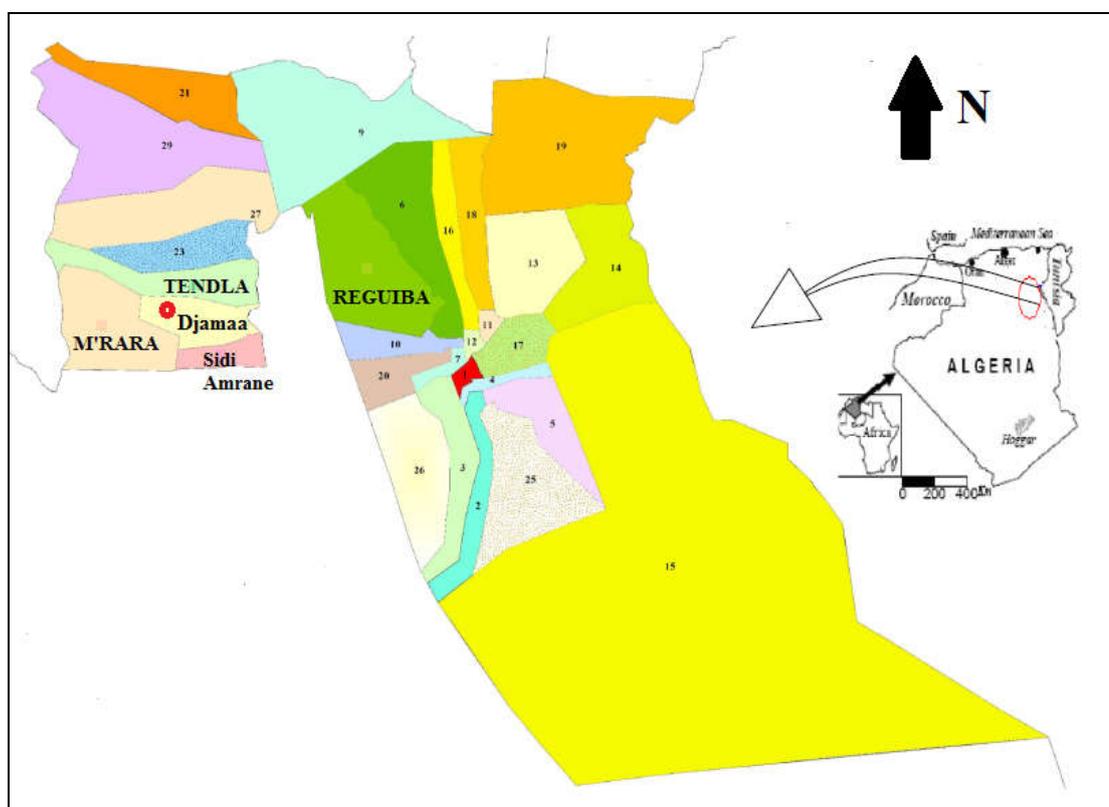


Figure N°I-1 : Situation géographique de DJAMAA

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

I.2 Situation topographique

La commune de DJAMAA se caractérise par une topographie qui s'abaisse progressivement de la cote 97 m à l'ouest à la cote 85m à l'est et de la cote 88m au nord à la cote 93m au sud.

I.3 Situation géologique et hydrogéologique

I.3.1 Situation géologique

La zone d'étude est située exactement dans la partie nord est de la plateforme sahrarienne. Elle présente un seul type de terrain sédimentaire caractérisé par des formations détritiques particulièrement sableuses. Elles apparaissent sous forme de dunes et d'anti-dunes.

Le sous sol de la région étant sableux et assurant l'infiltrations et la circulation souterraines des eaux, est essentiellement représenté par des formations sablo-gréseuses du Continental Intercalaire, et des accumulations sableuses fluvio-lacustres de tertiaire continentale

I.3.2 Situation hydrogéologique

Malgré l'absence des ressources de surface, notre région dispose d'une réserve hydrique très importante ; la nappe du continental Intercalaire (CI), dite nappe de l'albien.

I.4 Situation climatique

I.4.1 Climat

Le climat de la région est de type saharien caractérisé par un été chaud et sec ou la température peut atteindre 54°C et un hiver doux. Les principales contraintes climatiques restent la fréquence régulière des vents et leur violence connue sous le nom de Sirocco ainsi que des vents de sable durant le printemps.

I.4.2 Température

La température dans cette région est constamment variable. Les écarts entre la nuit et le jour dépassent parfois 21°C. A l'ombre, les minimax de températures progressent régulièrement de 3°C à 25°C , alors que les maximas de 15°C à 40°C et c'est selon la durée de l'ensoleillement.

Tableau N°I-1 : Températures moyennes mensuelles (c°)

	Sep	Oct.	Nov	Déc	Jan	Fer	Mar	Avr	Mai	Juin	Jui	Aou	Année
T°moy_{max}	34.7	27.8	21.3	17.3	16.7	18.9	22.1	26.5	31.5	37.5	41.5	40.5	28.03
T°moy_{min}	21.2	15	8.8	5.5	3.8	6.8	9.4	13	17.4	22.4	24.6	24.5	14.37
T°moy	28	21.4	15.2	11.4	10.8	12.9	15.8	19.8	24.5	29.9	32.5	32	21.18

(Source ONM d'El Oued 2014)

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

D'après le tableau, on enregistre une température moyenne mensuelle de 28,03 °C, elle est maximale de l'ordre de 32,5 °C pendant le mois juillet qui représente le mois le plus chaud et minimal de l'ordre de 10.8°C pendant le mois de Janvier.

I.4.3 Pluviométrie

La précipitation est un facteur fondamental pour caractériser le climat d'une région. Le climat de la zone étudiée est caractérisé par la rareté et l'irrégularité frappante des précipitations inter-mensuelles et interannuelles.

Le tableau ci-dessous donne les précipitations moyennes mensuelles :

Tableau N°I-2 : Précipitation Moyennes Mensuelle (mm)

	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fer	Mar	Avr	Mai	Juin	Jui	Aou	Année
Pmoy (mm)	5.94	6.35	7.86	7.13	12.8	6.93	12.8	7.9	4.14	1.84	0.18	1.71	75,6

(Source : ONM d'El Oued 2014)

D'après le tableau on remarque une variabilité des précipitations dans le temps. La pluviométrie maximale est de l'ordre de 12.8 mm enregistré pendant le mois de Janvier, et le minimum est de l'ordre de 0.18 mm enregistré pendant le de juillet.

I.4.4 Le vent

Les vents dans la région sont fréquents, les plus violents se situent au printemps. La direction dominante est Nord-est, à l'exception des mois d'hivers dont la direction est Sud Ouest. Le sirocco (Chihili) présente le vent caractérisant la saison d'été souffle fréquemment dans la région, prenant un sens Sud-nord et jeter des courants d'air chaud parfois avoisiner des vagues de sables.

Tableau N°I-3 : vitesse du vent moyenne mensuelle (m/s)

	Sep	Oct.	Nov	Déc.	Jan	Fer	Mar	Avr	Mai	Juin	Jui	Aout	Année
Vent (m/s)	2.20	1.69	1.60	1.56	1.83	2.34	2.85	3.08	3.07	2.92	2.45	2.17	2.31

(Source ONM d'El Oued 2014)

La vitesse moyen du vent oscille entre 1.56 m/s durant le mois de Décembre 3.08 m/s durant le mois d'Avril avec une moyenne annuelle de 2.31 m/s .

I.5 Situation hydraulique

I.5.1 Captage

L'alimentation en eau potable est assurée par trois (03) forage pour la ville par injection directe dans le réseau, les caractéristiques de ces forages sont les suivantes :

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Tableau N°I-4 : caractéristiques des forages (source DHW)

Forage	Coordonnées		Prof (m)	Débit mobilisé (l/s)	Débit mobilisé (m3 /h)	Date de mise en service
	X	Y				
Albien Djamâa D13 F3	5° 58' 55"	33° 32' 54"	1839	130	468	1984
Albien Mazer CI 3 SD10	5° 58' 34"	33° 34' 47"	1900	20	75	1996
Albien Tigdidine CI 1 SD7	6°01'44"	33°31'36"	1857	30	108	1996

- Le débit exploité du **forage djamaa** centre est de 468 m³/h =130 l/s pour la commune de Djamaa avec une pression de tête de forage de 20 bars .

- Le débit exploité du **forage mazer zaoui** est pour la ville de Djamaa est de 75 m³/h =20 l/s avec une pression de tête de forage de 23.00 bars ;

- Le débit exploité du **forage Tigdidine** pour la ville de Djamaa est de 108 m³/h =30 l/s avec une pression de tête de forage de 24.00 bars

I.5.2 Influence de la qualité de l'eau potable sur le réseau d'AEP

D'après l'analyse physico-chimique (contrôle de qualité) des forages de la ville de Djamaa au niveau du laboratoire de l'ADE d'EL-Oued , l'eau des forages est de mauvaise qualité physicochimique,c -à- dire : une eau très dure, sulfatée et chargée au minéraux.

La teneur en calcium dans tous les forages est élevée et dépasse les normes admises (75 mg/l selon OMS), ce taux élevé est dû à la conception géologique de la nappe albien qui se trouve au-dessous d'une couche calcaire de l'éocènes inférieure marin.

Les eaux des albiens présentent une teneur en minéraux demeure très importante. La présence de CO₂ favorise la formation des dépôts de calcaire rapidement, ce qui fait appel à la déminéralisation pour lutter contre l'entartrage des conduites

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

I.5.3 Ouvrages de stockage

Actuellement la ville de Djamaa possède un (01) château d'eau qui n'est pas exploité à cause de colmatage des conduites de refroidissement des eaux et existence des fuites au niveau des murs bassin de stockage du château eau

Les caractéristiques de ce château sont les suivantes :

Tableau N°I-5 : caractéristique du réservoir

Agglomération	Capacité du château d'eau (m ³)	Hauteur totale du château (m)	Hauteur de la cuve (m)	Hauteur de la tour (m)	Alimentation par le forage
Chef lieu de commune	1000	26	6	20	Albien Djamaa

I.5.4 Réseau de distribution

La ville de Djamaa dispose d'environ 17338 ml de réseau de distribution pour assurer l'alimentation en eau potable. Le réseau existant est principalement maillé et ramifié pour les branchements. Il est constitué en des conduites de matériaux PVC. Le réseau de distribution est subdivisé en sous réseaux à savoir :

- Un réseau primaire constitué des canalisations de diamètre compris entre 200 et 110 mm en PVC.
- Un réseau secondaire dont le diamètre des canalisations est inférieur à 90mm en PVC.

Le tableau suivant représente les longueurs des différents diamètres du réseau :

Tableau N°I-6 : Longueur du réseau d'AEP de la commune d'El- Oued en PVC

Diamètre (mm)	63	90	110	125	160	200
Longueur (ml)	847	1249	7965	4675	1465	1137

(Source : DRE EL OUED)

D'après la subdivision d'Hydraulique de la commune de Djamaa le réseau de distribution est totalement vétuste ; et est sujet à beaucoup d'interventions pour fuites ou éclatements.

Le taux de fuite avoisine les 80%.Donc, tout le réseau est à renouvelé.

Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons eu un aperçu général sur la ville de Djamaa de point de vue topographique, géologique, climatologique...

Ces informations représentent les données de base de l'élaboration de notre travail qui est le dimensionnement d'un nouveau système d'alimentation en eau potable.

Nous allons donc, procéder dans le chapitre qui suit au calcul des besoins en eau de notre agglomération.

∞ Chapitre II ∞

Estimation des besoins en eau

Introduction

Afin de dimensionner le système d'AEP de la ville de DJAMAA, nous allons procéder d'abord à la détermination de la consommation en eau potable de l'agglomération.

Le calcul des besoins en eau d'alimentation pour une agglomération exige une fixation impérative des normes pour chaque catégorie de consommateur. La norme unitaire est définie comme un rapport entre le débit journalier et le nombre d'unité de consommateur.

L'évaluation des besoins en eau d'alimentation vise la satisfaction d'un niveau sanitaire générale en étroite relation et dépendance avec le développement socio-économique du pays (l'évolution de la population, l'équipement sanitaires, niveau de vie de la population....).

II.1 Evaluation de la population future

En 2008, la population de la ville de Djamaa a été estimée à 34818 habitants (source A.P.C).

L'estimation de la population à l'horizon de calcul est donnée par la formule suivante :

$$P_n = P_0 * (1 + T)^n \dots\dots\dots (II.1)$$

Avec :

- P_n : population située à l'horizon prévu ;
- n : nombre d'année séparant l'horizon de calcul de l'année de référence ;
- T : taux d'accroissement annuel de la population en (%), il est estimé à 2 % (d'après l'A.P.C de Djamaa)

Le tableau suivant présente le nombre d'habitant pour les différents horizons :

Tableau II.1- Evolution de la population.

Années	Evaluation de la population [Hab.]
2008	34818
2017	41611
2027	50723
2047	75372

L'accroissement de la population de Djamaa est représenté dans la figure II -1 :

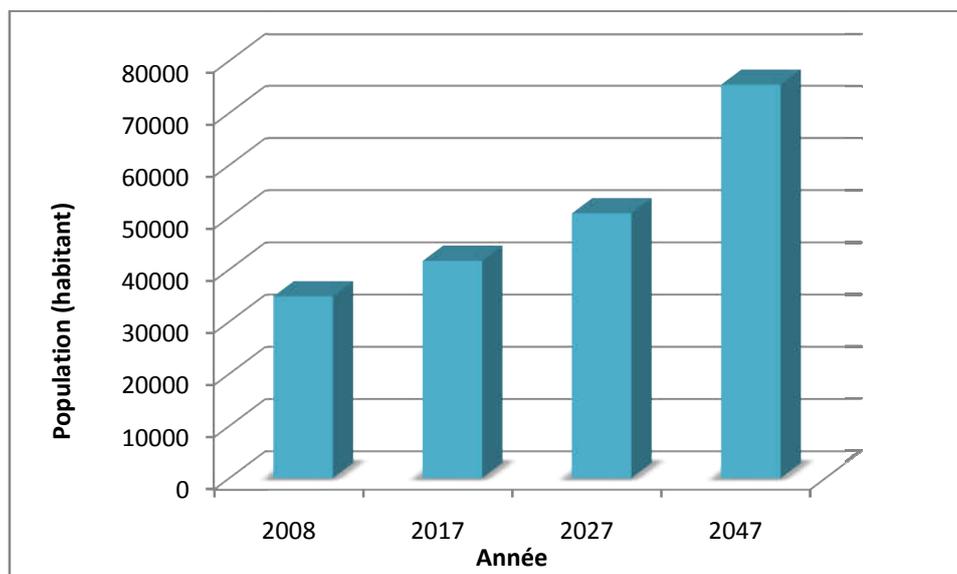


Figure II-1 : Accroissement de la population de Djamaa (2008-2047)

II.2 Estimation des besoins journaliers

Les besoins journaliers sont calculés comme suit :

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

Avec :

- $Q_{moy,j}$: consommation moyenne journalière en m^3/j ;
- Q_i : dotation journalière pour chaque catégorie en l/j/catégorie ;
- N_i : nombre de consommateurs ;

II.3 Besoins en eau par catégorie :

II.3.1 Besoins domestiques :

La consommation en eau dépend du confort et des habitudes de la population. La dotation actuelle est de **150 litres/jour/habitant** selon la subdivision hydraulique de Djamaa.

Le calcul de la dotation peut-être déterminée comme suit : (B.SALAH, 2014)

- Commune rurale : considéré comme étant une agglomération de moins de 2000 hab : 125 litre/jour/hab (200 litres/jours/hab si l'élevage est intensif).
- Commune dont la population est supérieur a 2000 habitants.
 - Ville de moins de 20000 hab : 150 a 200 litres /jours/habitants.
 - Ville de 20000 a 100000 hab : 200 a 300 litres/jours/habitants.

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

- Ville de plus de 100000 hab : 300 a350 litres /jours/habitants.

Dans le cadre de cette étude nous avons opté pour une dotation de 200 litres/jour/habitant suivant les critères cités par avant.

Le tableau N°II-2 résume les résultats :

Tableau N°II-2: Besoins domestiques

Horizon	Population	Dotation (l/j/hab.)	Qmoyj (m ³ /j)
2017	41611	150	6241,61
2047	75372	200	15074,42

II.3.2 Besoins administratifs

Les besoins administratifs concernant les différents établissements, leurs dotations et leurs débits sont groupés dans le tableau suivant :

Tableau N°II-3 : Evaluation des besoins administratifs.

Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Qmoyj (m ³ /j)
Siège daïra	employé	30	15	0,45
A.P.C	employé	30	15	0,45
Annex APC	employé	20	15	0,30
Subdivision Hydraulique	employé	15	15	0,225
SUCH	employé	15	15	0,225
Gendarmerie	agent	40	25	1
Protéction civil	unité	1	25000	25
Sonelgaz	employé	10	15	0,15
Caserne	unité	1	30000	30
Cours de justice	m ²	8000	5	40
total				97,8

(Source : DRE D'EL OUED)

II.3.3 Besoins scolaires

Les besoins des différents équipements scolaires réunis sur la zone d'étude sont regroupés dans le tableau suivant :

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

Tableau II-4 : Evaluation des besoins scolaires

Equipement	Nombre	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Qmoyj (m ³ /j)
Ecole primaire	10	élève	300	25	75
C.E.M	6	élève	400	25	60
Lycée	3	élève	500	25	37,5
Crèche	2	enfant	50	20	2
Total					174,5

(Source : DRE D'EL OUED)

II.3.4 Besoins sanitaires

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

Tableau N°II-5 : Evaluation des besoins sanitaires

Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Qmoyj (m ³ /j)
Salle de soins	Patient	200	20	4
Hopital	lit	300	250	75
Total				79

(Source : DRE D'EL OUED)

II.3.5 Besoins socioculturels et sportives

Les différents besoins des localités sportives et socioculturelles concernant notre agglomération sont représentés comme suit :

Tableau N°II-6 : Evaluation des besoins socioculturels

Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Qmoyj (m ³ /j)
Mosquée	fidèle	3000	20	60
Maison de jeune	m ²	1000	4	4
Bibliothèque	lecteur	150	15	2,25
Centre culturel	m ²	1000	4	4
Stade	vistière	2	10000	20
Total				90,25

(Source : DRE D'EL OUED)

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

II.3.6 Besoins commerciaux

Les besoins en eau commerciaux des différentes localités de notre agglomération sont représentés comme suit :

Tableau N°II-7 : Evaluation des besoins commerciaux

Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Qmoyj (m ³ /j)
Marché	m ²	500	5	3
Station de lavage	voitures	25	180	4,5
Abattoir	unité	1	4500	4,5
Locaux commerciaux	m ²	10000	4	40
Total				51,5

(Source : DRE D'EL OUED)

II.3.7 Besoins d'arrosage

Tableau N°II-8 : Evaluation des besoins d'arrosage

Equipement	unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Qmoyj (m ³ /j)
Jardin public	m ²	10000	5	10

(Source : DRE D'EL OUED)

II.3.8 Récapitulation des besoins en eaux de la ville

Les besoins totaux en eau de la ville de Djamaa sont donnés par le tableau suivant :

Tableau N°II-9 : Récapitulation des besoins en eaux de Djamaa

Catégorie des besoins	Q _{moy, j} (m ³ /j)
Domestiques	15074,42
Administratifs	97,8
Scolaires	174,5
Sanitaires	79
Commerciaux	51,5
Culturels	90,25
Arrosage	10
Total	15577,47

D'après le tableau N°II-9 nous évaluons les besoins de l'ordre de :

$$Q_{moy,j} = 15577,47m^3 / j = 180,29l / s$$

II.3.9 Calcul des fuites

Les fuites sont inévitables au niveau d'un réseau de distribution même en bon état. Pour satisfaire les besoins de l'agglomération, on doit prendre en considération ces fuites qui sont fonction de l'état du réseau et des habitudes des consommations. Les fuites et gaspillage varient entre 10% et 20% de la consommation moyenne journalière pour un réseau neuf et jusqu'à 40% pour un réseau vétuste.

On considère dans notre projet que les fuites sont estimées de 20% du débit $Q_{moy,j}$ qui est égale à $15577,47 m^3/j$

$$\text{D'où : } Q_{moy,j} (totale) = (1 + 0,2) * Q_{moy,j}$$

$$Q_{moy,j} (totale) = 18692,96m^3 / j = 216,35l / s$$

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 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. [1]

II.5 Coefficient d'irrégularité

II.5.1 Coefficient d'irrégularité maximale ($K_{max,j}$)

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

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

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

Avec :

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

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

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

Ce coefficient nous indique combien de fois le débit maximum journalier $Q_{max,j}$ dépasse le débit moyen journalier $Q_{moy,j}$. [1]

II.5.2 Coefficient d'irrégularité minimale ($K_{min,j}$)

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

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

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum journalier. $K_{min,j}$ varie de **0,7** à **0,9**. [1]

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

II.5.3 Coefficient d'irrégularité maximale horaire ($K_{max,h}$)

Ce coefficient représente l'augmentation de la consommation horaire dans la journée. C'est ce qu'on appelle le coefficient de pointe. Pour son calcul, on utilise la formule suivant :

$$K_{max,h} = \alpha_{max} * \beta_{max} \dots\dots\dots (II-5)$$

- α_{max} : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et de régime du travail, varie de **1,2** à **1,5** et dépend du niveau de développement local. Pour notre cas on prend $\alpha_{max} = 1,3$.
- β_{max} : coefficient qui dépend du nombre d'habitants. [1]

Le tableau N°II-10 donne Sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Tableau N° II -10 : β_{max} en fonction du nombre d'habitants

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

Pour notre cas on a un nombre d'habitants de **75372 hab.**, donc $\beta_{max} = 1,12$,

$$K_{max,h} = 1,3 * 1,12 = 1,46$$

II.5.4 Coefficient d'irrégularité minimale horaire ($K_{min,h}$) :

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

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

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

- α_{\min} : Coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime de travail, varie de **0,4 à 0,6**. On prend $\alpha_{\min} = 0,5$.
- β_{\min} : coefficient qui dépend du nombre d'habitants. [1]

Le tableau N°II-11 donne sa variation en fonction du nombre d'habitants.

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

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

Pour notre cas on a un nombre d'habitants de **75372 hab.** donc $\beta_{\min} = 0,66$

II.6 Détermination des débits journaliers

II.6.1 Consommation maximale journalière ($Q_{\max, j}$)

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

Ce débit est donné par :

$$Q_{\max j} = K_{\max j} * Q_{\text{moy}, j} \dots\dots\dots \text{(II-7)}$$

- $Q_{\max j}$: débit maximum journalier en m^3/j ;
- $Q_{\text{moy}, j}$: débit moyen journalier en m^3/j ;
- $K_{\max, j}$: coefficient d'irrégularité maximale journalière,

Ainsi :

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

$$Q_{\max j} = 1,3 * 18692,96 = 24300,85 m^3 / j$$

D'où:

$$\mathbf{Q_{\max, j} = 24300,85 m^3/j}$$

II.6.2 Consommation minimale journalière ($Q_{\min j}$)

C'est le débit de jour de faible consommation pendant l'année ;

$$Q_{\min j} = K_{\min j} * Q_{\text{moy}, j} \dots\dots\dots \text{(II-8)}$$

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

Ainsi :

$$Q_{\min j} = 0,8 * 18692,96 = 14954,37 m^3 / j$$

D'où:

$$\mathbf{Q_{\min, j} = 14954,37 m^3/j}$$

II.7 Détermination des débits horaires

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

II.7.1 Débit moyen horaire :

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante :

$$Q_{moy,h} = \frac{Q_{max,j}}{24} \text{ (m}^3\text{/h)} \dots\dots\dots \text{(II-9)}$$

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

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

Donc : $Q_{moy,h} = \frac{24300,85}{24} = 1012,54 m^3 / h \implies Q_{moy,h} = 1012,45 m^3 / h$

II.7.2 Débit maximum horaire

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

$$K_{max,h} = \frac{Q_{max,h}}{Q_{moy,h}} \text{ Donc : } Q_{max,h} = K_{max,h} * Q_{moy,h}$$

- $Q_{moy,h}$: débit moyen horaire en m^3/h
- $K_{max,h}$: coefficient de pointe,
- $Q_{max,h}$: débit max horaire en m^3/h

On a donc : $K_{max,h} = 1.3 * 1.12 = 1.46$

D'où : $Q_{max,h} = 1.46 * 1012,54 m^3 / h \implies Q_{max,h} = 1417,25 m^3 / h$

II.7.3 Débit minimum horaire

C'est le débit minimal lors de la consommation. Il est déterminé par la relation suivante :

$$K_{min,h} = \frac{Q_{min,h}}{Q_{moy,h}} \text{ Donc : } Q_{min,h} = K_{min,h} * Q_{moy,h}$$

- $Q_{moy,h}$: débit moyen horaire en m^3/h
- $K_{min,h}$: coefficient de pointe,
- $Q_{min,h}$: débit min horaire en m^3/h

On a donc : $Q_{min,h} = 0,35 * 1012,54 m^3 / h$

D'où : $Q_{min,h} = 354,39 m^3 / h$

II.8 Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant

Le débit horaire d'une agglomération est variable selon l'importance de cette dernière. La variation des débits horaires d'une journée est représentée en fonction du nombre d'habitants dans l'annexe (N°01)

Cette variation des débits horaires est exprimée en pourcentage (%) par rapport au débit maximal journalier de l'agglomération. [1]

Pour notre cas on choisie la répartition variant entre **50001** et **100000** hab. (puisque le nombre d'habitants à l'année **2047** sera **75372 hab.**), dont la partition est indiquée dans le Tableau N° II -12:

Tableau N° II-12: variation des débits horaires de DJAMAA

horaire	Consommation total $Q_{\max j}=3583.89\text{m}^3/\text{j}$		Courbe de la consommation Cumulée (intégrale)	
	%	m^3/h	%	m^3/j
0--1	3	729,03	3,0	729,03
1--2	3,2	777,63	6,2	1506,65
2--3	2,5	607,52	8,7	2114,17
3--4	2,6	631,82	11,3	2746,00
4--5	3,5	850,53	14,8	3596,53
5--6	4,1	996,33	18,9	4592,86
6--7	4,5	1093,54	23,4	5686,40
7--8	4,9	1190,74	28,3	6877,14
8--9	4,9	1190,74	33,2	8067,88
9--10	4,6	1117,84	37,8	9185,72
10--11	4,8	1166,44	42,6	10352,16
11--12	4,7	1142,14	47,3	11494,30
12--13	4,4	1069,24	51,7	12563,54
13--14	4,1	996,33	55,8	13559,87
14--15	4,2	1020,64	60,0	14580,51
15--16	4,4	1069,24	64,4	15649,75
16--17	4,3	1044,94	68,7	16694,68
17--18	4,1	996,33	72,8	17691,02
18--19	4,5	1093,54	77,3	18784,56
19--20	4,5	1093,54	81,8	19878,10
20--21	4,5	1093,54	86,3	20971,63
21--22	4,8	1166,44	91,1	22138,07
22--23	4,6	1117,84	95,7	23255,91
23--24	4,3	1044,94	100,0	24300,85

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

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

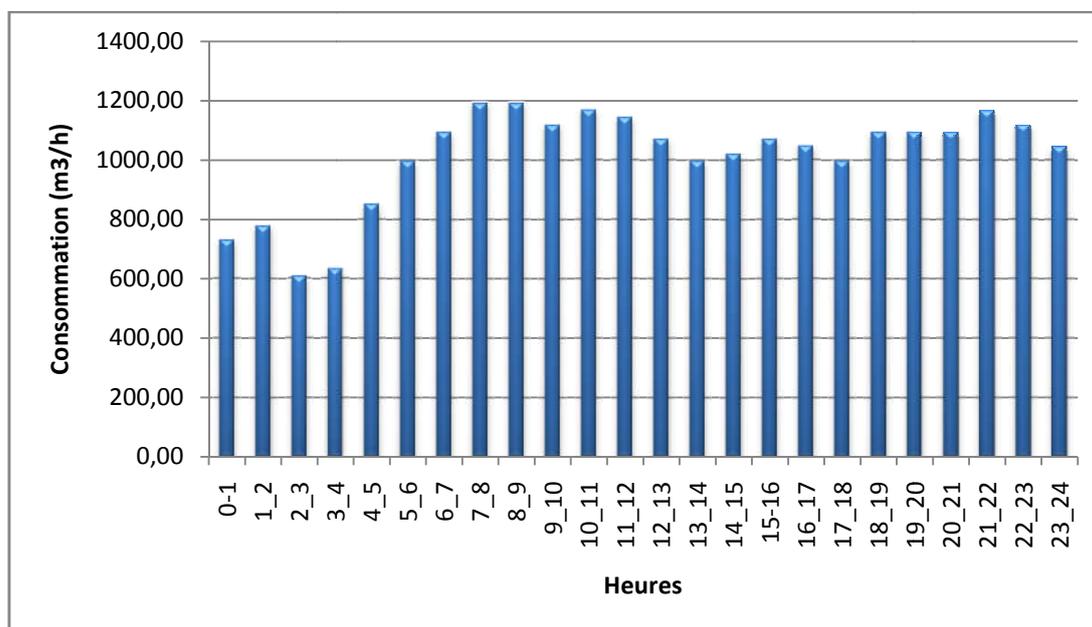


Figure II-2 : Le graphique de consommation

La figure suivante représente la courbe intégrale qui donne le cumul de la consommation horaire :

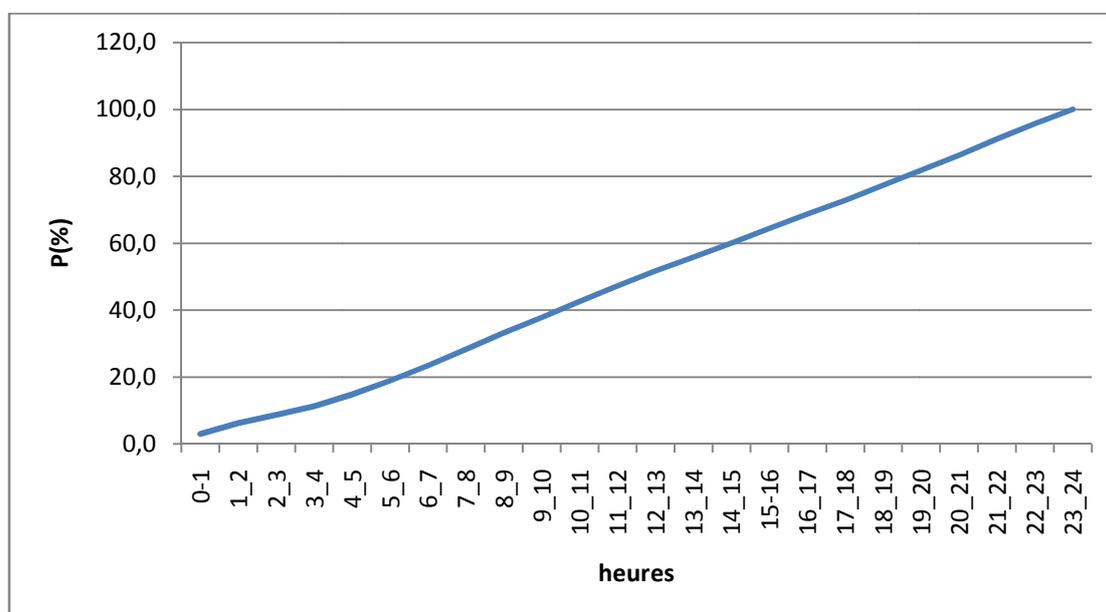


Figure II-2 : La courbe intégrale.

Conclusion

Dans le but de connaître si notre débit fourni par les forages existants satisfait les besoins calculés ou non, il faut comparer entre les besoins et ce débit disponible.

Comme nous avons déjà dit (dans le chapitre N°I), la ville dispose de trois (3) forages donnant un débit actuel total de **180l/s**, alors que les besoins totaux de la ville sont de **24300,85 m³/j=281,26 l/s**, donc il y a un déficit égal à : **D=101,26 l/s**, c'est pour cela on va implanter d'autres forages pour combler ce déficit. L'ensemble des forages vont alimenter deux stations de déminéralisation projetées avec un débit traité de 15000m³/j chacune pour assurer l'alimentation en eau potable de notre ville.

,

∞ Chapitre III ∞

Etude des réservoirs

Introduction

Les réservoirs sont des ouvrages intermédiaires entre les réseaux d'adductions et les réseaux de distributions et qui jouent un rôle très important dans un réseau d'alimentation en eau potable. Ces derniers possèdent des débits non uniformes durant la journée ; d'où le rôle du réservoir qui permet de gérer les débits selon la demande.

Dans notre projet, nous allons utiliser le château d'eau existant avec les caractéristiques citées au chapitre I et voir si il est nécessaire d'implanter d'autres châteaux d'eau.

III.1 Rôles des Réservoirs

Servant tout d'abord de réserves d'eau, les réservoirs peuvent aussi jouer les rôles suivants :

- ✓ Assurer la continuité de la distribution pendant l'arrêt de la pompe ;
- ✓ Régulariser le fonctionnement de la pompe ;
- ✓ Régulariser la pression dans le réseau de distribution ;
- ✓ Coordonner le régime d'adduction au régime de distribution ;
- ✓ Jouer le rôle de brise charge dans le cas d'une distribution étagée ;
- ✓ Assurer la réserve d'incendie ;
- ✓ Jouer le rôle de relais ;
- ✓ Réduire la consommation de l'énergie électrique aux heures de pointe.

III.2 Emplacement des réservoirs

L'emplacement du réservoir pose souvent un problème délicat à résoudre, car l'on doit tenir compte des considérations suivantes :

L'alimentation du réseau de distribution doit se faire par gravité, le réservoir doit être construit à un niveau supérieur à celui de l'agglomération.

Lorsque plusieurs réservoirs sont nécessaires on doit les implanter de préférence soit en extrémité du réseau ; soit à proximité de l'important centre de la consommation.

L'emplacement du réservoir doit être aussi choisi de telle façon à pouvoir satisfaire les abonnés la pression suffisante. [1]

III.3 Principe de fonctionnement

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

- ✓ Les installations et accessoires d'adduction permettant d'amener l'eau avec une régularisation importante.
- ✓ Le réservoir permet de stocker pendant les heures de faible consommation les différences entre les débits (adduction-distribution) ce pendant lors des heures de consommation maximum (heure de pointe) le déficit transitera du réservoir vers le réseau de distribution. [1]

III.4 Les types des réservoirs

Pour des capacités réduites, les réservoirs sont, parfois, construits en tôle. Mais, d'une manière générale, les réservoirs sont construits en maçonnerie et surtout en béton armé ou en béton précontraint. La hauteur à donner au plan d'eau inférieur de la cuve impose, très souvent, les conditions de construction du réservoir, qui peut être :

- ✓ soit complètement enterré ;
- ✓ soit semi enterré ;
- ✓ soit surélevé.

III.5 Equipement de réservoir

III.5.1 Conduite d'arrivée

L'arrivée dans le réservoir de la conduite de refoulement doit se faire par le bas et de coté opposé de la conduite de départ

Le réservoir est muni de robinet à flotteur qui sert à remplir le réservoir.

III.5.2 Conduite de distribution

Pour faciliter le brassage de l'eau dans le réservoir, l'orifice de départ de la conduite de distribution devra être situé autant que possible à l'opposé de l'arrivée qui est vérifiée pour notre cas. La conduite de distribution est munie à son origine d'une crépine constituée d'un corps cylindrique terminé par un collet, d'une bride de serrage et de ses boulons.

La crépine se place à 0.15m au dessus du fond du réservoir afin que les dépôts ne puissent pénétrer dans la conduite

III.5.3 Conduite de décharge ou de vidange

Pour permettre l'inspection et le nettoyage du réservoir, ainsi que d'éventuelles réparations, il est nécessaire de pouvoir le vidanger, au moyen d'une conduite généralement raccordée à la conduite de trop-plein. Cette conduite peut utilement comporter un siphon servant de garde d'eau, pour éviter les émanations gazeuses désagréables en provenance de l'égout

III.5.4 Conduite de trop-plein

La conduite de trop-plein a pour but d'assurer sans déversement du réservoir l'évacuation du débit d'adduction, pour le cas où la pompe d'alimentation ne se serait pas arrêtée. Il doit être dimensionné pour ce débit, et conduire l'eau à l'égout en tenant compte des pertes de charge et en limitant la vitesse dans la conduite de trop-plein à 3 ou 4m/s

III.5.5 By-pass

Lorsqu'on désire assurer la distribution pendant la vidange d'un réservoir non compartiment, il suffit de disposer d'un by-pass

III.5.6 Matérialisation de la réserve d'incendie

Pour conserver notre réserve incendie qui nous permet de lutter contre le feu, il faut que notre réservoir soit équipé de manière à ce que cette capacité ne soit pas utilisée à d'autres fins autres que l'incendie. [2]

III.6 Détermination de la capacité du réservoir

III.6.1 Diagnostic de l'ouvrage de stockage existant

Le stockage de l'eau potable de la ville de DJAMAA est assuré par un seul réservoir. C'est un château d'eau qui n'est pas exploité à cause de colmatage des conduites et présence des fuites au niveau des murs du bassin du château d'eau. Des travaux de réparation seront mise en œuvre pour remédier à ces problèmes.

Le château d'eau en question est un ouvrage en béton armé composé d'une cuve cylindrique reposant sur une tour conçue en voile circulaire. Cet ouvrage à une capacité de 1000 m³ et une hauteur totale de 26 m. Son remplissage se fait à partir du forage Albien.

Tableau III-1 Caractéristiques du château d'eau existant

Localisation	Type	Capacité (m³)	Côte terrain naturel (m NGA)	Côte du radier (m)	Côte du trop plein (m)
Djamaa	surélevé	1000	97,23	117,23	121,23

III.6.2 Principe de calcul

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

- Soit à la méthode graphique, qui tient compte de la courbe de consommation totale déduite, à partir des coefficients des variations horaires de la consommation et de la courbe d'apport de débit pompé ;

- Soit à la méthode analytique qui tient aussi compte des débits d'apport et des débits de départ.

III.6.3 Calcul par la méthode analytique

La méthode analytique est basée à la fois sur le régime de consommation le long de la journée et du temps de fonctionnement de la pompe.

On fixe avec les critères la durée du fonctionnement de la pompe (on la fixe à 20/24 heure) et au bout de ce temps 20 heure pendant une journée il faut que la pompe refoule 100% le débit maximum journalier.

Tableau III-2 : Détermination de la capacité du réservoir

$Q_{\max,j}=24300,85 \text{ m}^3/\text{j}$					
Heure	Consommation d'eau en %	Refoulement %	Stockage %	Distribution %	Volume du réservoir %
0--1	3	0		3	3,2
1--2	3,2	0		3,2	0
2--3	2,5	5	2,5		2,5
3--4	2,6	5	2,4		4,9
4--5	3,5	5	1,5		6,4
5--6	4,1	5	0,9		7,3
6--7	4,5	5	0,5		7,8
7--8	4,9	5	0,1		7,9
8--9	4,9	5	0,1		8
9--10	4,6	5	0,4		8,4
10--11	4,8	5	0,2		8,6
11--12	4,7	5	0,3		8,9
12--13	4,4	5	0,6		9,5
13--14	4,1	5	0,9		10,4
14--15	4,2	5	0,8		11,2
15--16	4,4	5	0,6		11,8
16--17	4,3	5	0,7		12,5
17--18	4,1	5	0,9		13,4
18--19	4,5	5	0,5		13,9
19--20	4,5	5	0,5		14,4
20--21	4,5	5	0,5		14,9
21--22	4,8	5	0,2		15,1
22-23	4,6	0	4,6	4,6	10,5
23--24	4,3	0	4,3	4,3	6,2

Le volume utile du réservoir est donné par l'expression suivante :

$$V_u = \frac{a\% * Q_{\max j}}{100} \dots\dots\dots \text{(III-1)}$$

- V_u : volume utile du réservoir
- $Q_{\max j}$: débit maximal journalier
- $a\%$: pourcentage du volume maximal qui devant être stocker.

Dans notre cas, le volume utile de notre réservoir :

$$V_u = \frac{15,1 * 24300,85}{100}$$
$$V_u = 3669,43 \text{ m}^3$$

A cela s'ajoute la réserve incendie de l'ordre 60m³/h pendant deux heures à raison de 16.67l/s. nous optons pour deux heures du fait qu'au delà l'incendie aura tout détruit.

Par conséquent, la capacité totale de notre réservoir :

$$V_u = 3669,43 + 120 = 3789,43 \text{ m}^3$$
$$V_u = 4000 \text{ m}^3$$

La capacité totale des réservoirs existants est de 1000 m³, alors que le volume calculé est estimé à 4000 m³ donc la capacité existant n'est pas suffisante pour satisfaire les besoins de notre agglomération.

III.6.4 Choix du type de réservoir à projeté

Pour notre cas et vu les faibles altitudes que dispose notre zone d'étude, on opte pour des réservoirs de type surélevé en béton armé composé d'une cuve cylindrique reposant sur une tour circulaire de 20 m conçue en voile.

III.6.5 Emplacement des réservoirs

Pour assurer une meilleure distribution des débits et une bonne uniformité des pressions, nous avons choisi d'implanter nos réservoirs dans les extrémités de notre ville.

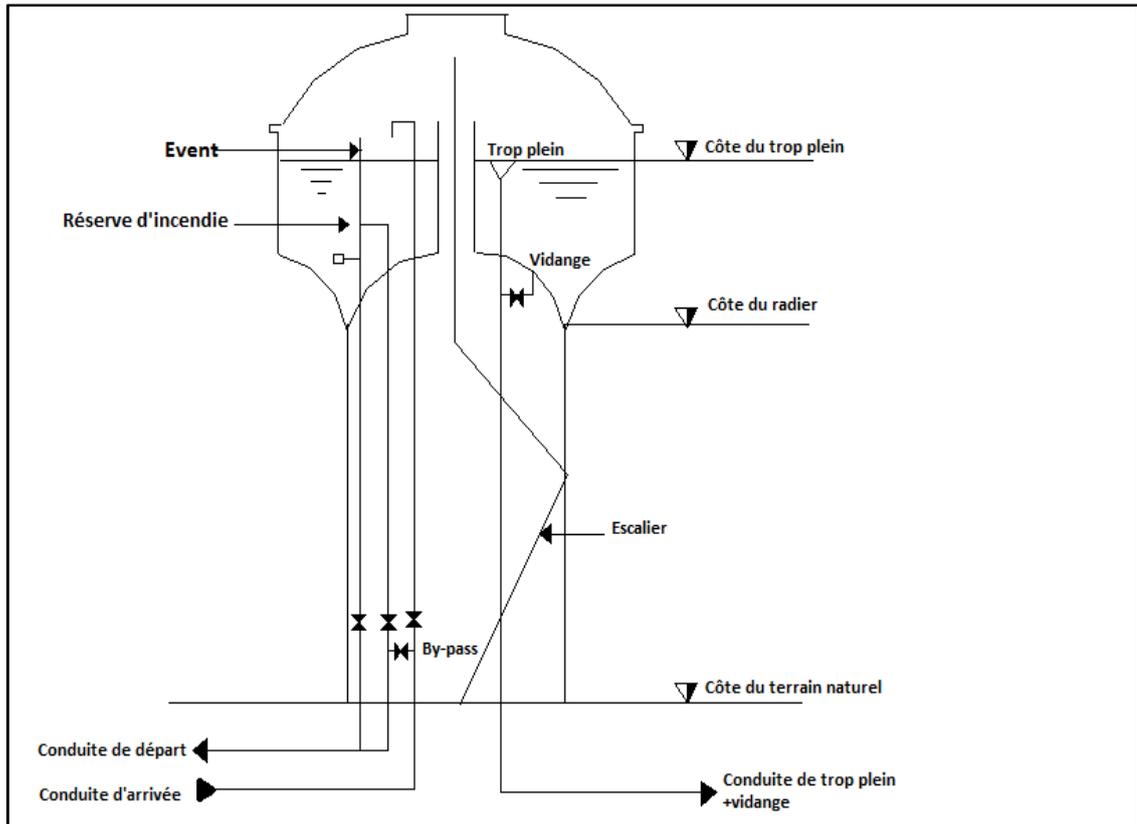


Figure III-1 : Schéma d'un château d'eau

III.6.5 Caractéristiques des châteaux d'eau projetés

➤ **Volume du réservoir :**

Comme on l'a déjà cité, on a opté pour trois château d'eau d'une capacité de 1000 m³ chacun.

➤ **La hauteur de réservoir :** H= 6 m

➤ **Section de réservoir** : $V = S.H \rightarrow S = \frac{V}{H} = 166,66 \text{ m}^2$

➤ **Diamètre de réservoir :** $D = \sqrt{\frac{4 \times S}{\pi}} = 15 \text{ m}$

Les caractéristiques des châteaux d'eau sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau III-3 : Les caractéristiques des châteaux d'eau projetés

Château d'eau	Cote radier [m]	Hauteur du château [m]	Hauteur d'eau [m]	Volume [m ³]
R2 projeté	110,89	20	6	1000
R3 projeté	109,87	20	6	1000
R4 projeté	111,65	20	6	1000

Conclusion :

La capacité du réservoir actuel est loin de satisfaire nos besoins en matière de stockage à l'horizon d'étude (2047). Nous allons donc prévoir trois châteaux d'eau d'une capacité de 1000 m³ chacun.

La prochaine étape est donc le dimensionnement des adductions à partir des deux stations de déminéralisation vers les quatre réservoirs de notre agglomération.

∞ Chapitre IV ∞

Adduction et pompage

Introduction

L'adduction des eaux consiste à étudier les voies et les moyens, tant sur le plan technique qu'économique, en vue d'acheminer les eaux prélevées de la station, soit vers leur lieu d'accumulation, soit directement vers les zones de leur consommation.

Dans ce chapitre, le but visé est de faire une étude techno-économique pour dimensionner le réseau d'adduction et choisir les pompes qui conviennent à ce dernier

IV.1 Choix du tracé

Le choix de la conduite d'adduction doit tenir compte de certains impératifs que l'on se forcera dans la mesure du possible de respecter.

Il est important de chercher un profil en long aussi régulier que possible pour éliminer les contres pentes ;

- Dans le but d'économie du projet, le tracé doit être le plus court possible.
- Éviter le phénomène de cavitation qui peut engendrer les éclatements et vibration de la canalisation ou cours de la phase de surpression.
- Éviter les forêts, bois et zones marécageuses
- Éviter autant que possible la traversée des obstacles (routes, voies ferrées, canaux, oueds,...). [1]

IV.2 Types d'adduction

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

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

IV.2.1 Adduction gravitaire

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

IV.2.2 Adduction par refoulement

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

IV.2.3 Adduction mixte

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

IV.3 Choix de 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.

IV.3.1 Fonte

La fonte est un matériau noble apte à prendre en charge les grandes pressions, il n'est pas sensible à la corrosion et sa pose se fait sans grande contrainte. Néanmoins elle nécessite beaucoup de pièces spéciales ainsi son prix devient onéreux mais acceptable par rapport à la longévité de la conduite.

IV.3.2 Acier

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

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

IV.3.3 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).

Dans notre projet nous avons opté pour des conduites en PEHD pour des raisons innombrables, nous citons certaines d'entre elles :

- Facile à poser (grande flexibilité) ;
- Permet des rayons de courbure inférieur aux réseaux traditionnels ;
- Fiable au niveau des branchements (Pas de fuites) ;

- Durée de vie prouvée par l'expérience et les tests de vieillissement (Durée de vie théorique 50 ans à 20 °C) ;
- Bonnes caractéristiques hydrauliques (coefficient de rugosité très faible) ;
- Répond parfaitement aux normes de potabilité ;
- Résiste à tous types de corrosion, ainsi que l'entartrage ;
- Se raccorde facilement aux réseaux (fonte, acier) ;
- Insensible aux mouvements du terrain (tremblement de terre) ;
- Très bonne étanchéité.

IV.4 Adduction à partir des stations de déminéralisation

Notre zone d'étude est disposé de deux station de déminéralisation avec une capacité d'eau traité de 15000m³/j chacune qui alimentent par refoulement les quatre réservoirs R1,R2,R3 et R4.

Notre objectif consiste a déterminé le diamètre économique a partir des deux stations de déminéralisation vers le réservoir R1,R2,R3 et R4 d'une capacité de 1000m³ chacun.

La détermination du diamètre économique est basée sur l'étude technico-économique.

IV.5 Etude technico-économique de l'adduction

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.

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

IV.5.1 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. Le choix d'une gamme est 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 Calcul des pertes de charge

IV.5.2.1 Pertes de charge linéaires

L a formule de calcul de La perte de charge linéaires pour un écoulement dans une conduite est celle de Darcy- Weisbach : (A. Lancaster, 1999).

$$\Delta H_l = \frac{\lambda L V^2}{2Dg} \quad (\text{IV.1})$$

ΔH_l : Pertes de charge linéaires en (m)

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

L : Longueur de la conduite en mètre.

D : Diamètre de la conduite de refoulement en mètre.

g : Accélération de la pesanteur.

λ : Coefficient de frottement.

λ est calculé selon deux équations :

➤ **Formule Nikuradse : (A.Dupont,1970).**

$$\lambda = (1,14 - 0,86 \ln(\frac{K_s}{D}))^{-2}$$

➤ **Formule Cole-Brooke : (A. Dupont ,1970).**

$$\frac{1}{\lambda} = -2 \log\left(\frac{K_s}{3,7 * D} - \frac{2,51}{R_e * \sqrt{\lambda}}\right)$$

Nous avons utilisées la formule de Cole –Brooke ; la plus précise, parce qu'elle tient compte plusieurs facteurs.

Re : Nombre de Reynolds : $R_e = \frac{V * D}{\nu}$ (IV.2)

- ν : viscosité cinématique de l'eau (m²/s).
- D : Diamètre de la conduite de refoulement en mètre.
- V : Vitesse moyenne d'écoulement (m/s).

Ks : coefficient de rugosité (m).

Pour les tubes en PEHD le coefficient de rugosité $K_s = (0.001 \div 0.002)$ mm (Catalogue technique 2012, groupe CHIALI).

IV.5.2.2 Pertes de charge singulières

Elles sont générées par les singularités telles que les coudes, vannes, clapets, branchements...etc. Les pertes sont estimées de 10 % des pertes de charge linaires (pour les adductions).

Elles sont données par la formule suivante :

$$\Delta H_s = 0,10 * \Delta H_l$$

IV.5.2.3 Pertes de charge totales (ΔH_t)

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

$$\begin{aligned}\Delta H_t &= \Delta H_l + \Delta H_s \Leftrightarrow \Delta H_t = \Delta H_l + 0,10 * \Delta H_l \\ \Rightarrow \Delta H_t &= 1,10 * \Delta H_l\end{aligned}\tag{IV.3}$$

IV.5.3 Calcul de la hauteur manométrique totale

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

$$HMT = Hg + \Delta H_a + \Delta H_r = Hg + \Delta H_t\tag{IV.4}$$

- Hg: la hauteur géométrique
- ΔH_a : pertes de charge à l'aspiration
- ΔH_r : pertes de charge au refoulement

IV.5.4 Puissance absorbée par la pompe

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

$$P = \frac{\rho g * Q * HMT}{\eta}\tag{IV.5}$$

- η : rendement de la pompe en (%) ($n=82\%$)
- Q: débit refoulé par la pompe en (m^3/s)
- g: pesanteur ($9.81 m/s^2$)
- ρ : masse volumique de l'eau (kg/ m^3)

IV.5.5 Energie consommée par la pompe

$$E = P * t * 365 [Kwh]\tag{IV.6}$$

- t: le temps de pompage par jour en (heure); dans notre cas $t=20h$
- P: puissance de la pompe en (kW)

IV.5.6 Frais d'exploitation

Les frais d'exploitation sont définis comme suit :

$$F_{ex} = E * e [DA]\tag{IV.7}$$

Chapitre IV : Adduction et pompage

E: énergie consommée par la pompe en (Kw H)

e: prix unitaire d'un Kw H imposé par la SONELGAZ

Tableau IV.1: Variation journalière des tarifs de l'énergie

Périodes	Horaires	Nombre d'heure	Prix du KWh d'énergie
		(H)	(DA)
Heures pleines	06h-17h	11	1.9376
Heures de pointes	17h-21h	5	8.7202
Heures creuses	21h-06h	4	1.024

(Source : SONELGAZ)

Remarque :

La variation journalière des tarifs de l'énergie est un facteur décisif dans le choix des heures de fonctionnement des pompes, les heures d'arrêt de la pompe doivent être choisies dans l'intervalle horaire qui correspond au prix d'énergie le plus élevé.

IV.5.7 Frais d'amortissement

Les frais d'amortissement sont donnés comme suit:

$$F_{am} = P_{rc} * A \quad [DA] \quad (IV.8)$$

- P_{rc} : prix de la conduite en (DA)
- A: Amortissement annuel. Il est donné par la formule suivante:

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \quad (IV.9)$$

- i: Taux d'annuité annuel, $i = 8 \%$
- n: nombre d'années d'amortissement, $n = 20$ ans

$$A = \frac{0,08}{(0,08 + 1)^{20} - 1} + 0,08 = 0,1018 = 10.19 \%$$

$$A = 10.19 \%$$

IV.5.8 Calcul hydraulique

➤ Calcul du débit d'exploitation

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

Qexp : Débit d'exploitation (m³/s) ;

Chapitre IV : Adduction et pompage

$Q_{max,j}$: Débit maximum journalier (m^3/j) ; $Q_{max,j} = 24300,85 m^3/j$.

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

$$Q_{exp} = \frac{24300,85}{20 * 3600} = 0,337 m^3/s$$

Ce débit est divisé sur les quatre réservoirs R1,R2,R3 et R4, donc un débit de $Q=84,38 l/s$ pour chaque reservoir.

A. Première conduite « ST01-R1 »

❖ Les faix d'exploitation

Le débit : $Q=84,38 l/s$

La longueur = 415 ml

La hauteur géométrique $H_g=31,69m$.

Pour le calcul économique des frais d'exploitation, nous proposons une gamme de diamètres normalisées selon le tableau (IV.2) :

Tableau IV.2: Calcul de la HMT «ST01-R1 »

D(mm)	Q (m^3/s)	V(m/s)	Re	λ	Lg (m)	ΔHl (m.c.e)	ΔHt (m.c.e)	Hg(m)	HMT (m.c.e)
200	84,38	2,69	413414,81	0,0142	415	10,84	11,93	31,69	43,62
250	84,38	1,62	330731,85	0,0145	415	3,63	3,99	31,69	35,68
315	84,38	1,08	262485,59	0,0150	415	1,18	1,30	31,69	32,99
400	84,38	0,67	206707,40	0,0152	415	0,36	0,40	31,69	32,09
500	84,38	0,43	165365,92	0,0154	415	0,12	0,13	31,69	31,82

Tableau IV.3: Consommation en KWH du moteur et prix d'exploitation annuel «ST01-R1 »

D (mm)	Puissance (kw)	E(kwh)	Frais d'exploitation(DA)
200	51,14	373 317,54	1 146 084,83
250	41,83	305 384,04	937 529,01
315	38,68	282 387,62	866 929,99
400	37,62	274 638,02	843 138,73
500	37,31	272 357,05	836 136,14

Chapitre IV : Adduction et pompage

❖ Les Frais d'amortissement

Pour le calcul des frais d'investissement on prend la même gamme de diamètre prise dans le calcul des frais d'exploitation et on évalue le cout total de la pose de la canalisation.

Tableau IV.4: Cout totale d'investissement « ST01-R1 »

D (mm)	Prix ml (DA)	L(m)	prix totale (DA)	A	Amortissement (DA)
200	3242,24	415,00	1 345 529,60	0,10	137 109,47
250	4 690,40	415,00	1 946 516,00	0,10	198 349,98
315	7 436,00	415,00	3 085 940,00	0,10	314 457,29
400	12 012,00	415,00	4 984 980,00	0,10	507 969,46
500	17 881,50	415,00	7 420 822,50	0,10	756 181,81

❖ Bilan du cout (Exploitation+investissement)

Le bilan du cout est donné dans le tableau suivant :

Tableau IV.5: Bilan du cout total (exploitation+investissement) « ST01-R1 »

D (mm)	Frais d'exploitation million (DA)	Amortissement million (DA)	Bilan million (DA)
200	1,15	0,14	1,29
250	0,94	0,20	1,14
315	0,87	0,31	1,18
400	0,84	0,51	1,35
500	0,84	0,76	1,60

La figure IV.1 représente le bilan du cout pour l'adduction « ST1-R »

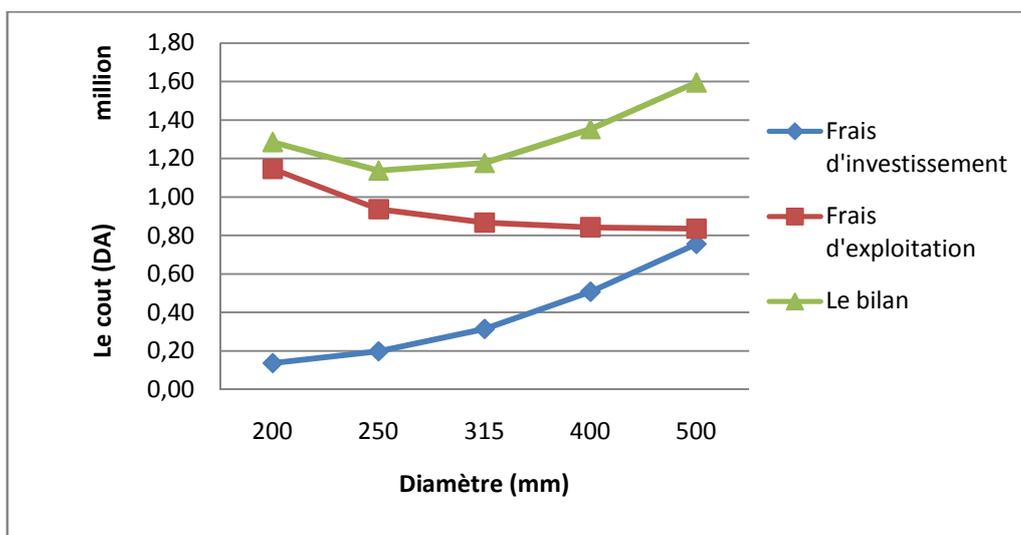


Figure IV.1 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation. « ST1-R1 »

Chapitre IV : Adduction et pompage

D'après le tableau IV.5 et la figure IV.1, le diamètre économique est 250 mm avec une vitesse de 1,62 m/s.

B. Deuxième conduite « ST01-R2 »

❖ Frais d'amortissement :

- Le débit : $Q = 84,38 \text{ l/s}$
- La longueur de 2464 m
- La hauteur géométrique $H_g = 25,35 \text{ m}$

Pour le calcul économique des frais d'exploitation, nous proposons une gamme de diamètres normalisés selon le tableau (IV.6)

Tableau IV.6: Calcul de la HMT «ST01-R2 »

D(mm)	Q (m ³ /s)	V(m/s)	Re	λ	Lg (m)	ΔH_l (m.c.e)	ΔH_t (m.c.e)	Hg(m)	HMT (m.c.e)
200	84,38	2,69	413414,81	0,0142	2464	64,39	70,83	25,35	96,18
250	84,38	1,62	330731,85	0,0145	2464	21,54	23,70	25,35	49,05
315	84,38	1,08	262485,59	0,0150	2464	7,04	7,75	25,35	33,10
400	84,38	0,67	206707,40	0,0152	2464	2,15	2,37	25,35	27,72
500	84,38	0,43	165365,92	0,0154	2464	0,72	0,79	25,35	26,14

Tableau IV.7: Consommation en KWH du moteur et prix d'exploitation annuel «ST01-R2 »

D (mm)	Puissance (kw)	E(kwh)	Frais d'exploitation(DA)
200	112,76	823 132,81	2 527 017,72
250	57,51	419 787,92	1 288 748,92
315	38,80	283 250,11	869 577,85
400	32,50	237 238,06	728 320,84
500	30,64	223 695,13	686 744,03

❖ Les Frais d'amortissement

Pour le calcul des frais d'investissement on prend la même gamme de diamètre prise dans le calcul des frais d'exploitation et on évalue le cout total de la pose de la canalisation.

Chapitre IV : Adduction et pompage

Tableau IV.8:Cout totale d'investissement« ST01-R2 »

D (mm)	Prix ml (DA)	L(m)	prix totale (DA)	A	Amortissement (DA)
200	3242,24	2 464,00	7 988 879,36	0,10	814 066,81
250	4 690,40	2 464,00	11557145,6	0,10	1 177 673,14
315	7 436,00	2 464,00	18322304	0,10	1 867 042,78
400	12 012,00	2 464,00	29597568	0,10	3 015 992,18
500	17 881,50	2 464,00	44060016	0,10	4 489 715,63

❖ **Bilan du cout (Exploitation+investissement)**

Le bilan de cout est donné dans le tableau suivant :

Tableau IV.9:Bilan du cout total (exploitation+investissement). « ST01-R2 »

D (mm)	Frais d'exploitation million (DA)	Amortissement million (DA)	Bilan(DA)
200	2,53	0,81	3,34
250	1,29	1,18	2,47
315	0,87	1,87	2,74
400	0,73	3,02	3,74
500	0,69	4,49	5,18

La figure IV.2 représente le bilan du cout pour l'adduction « ST1-R2 »

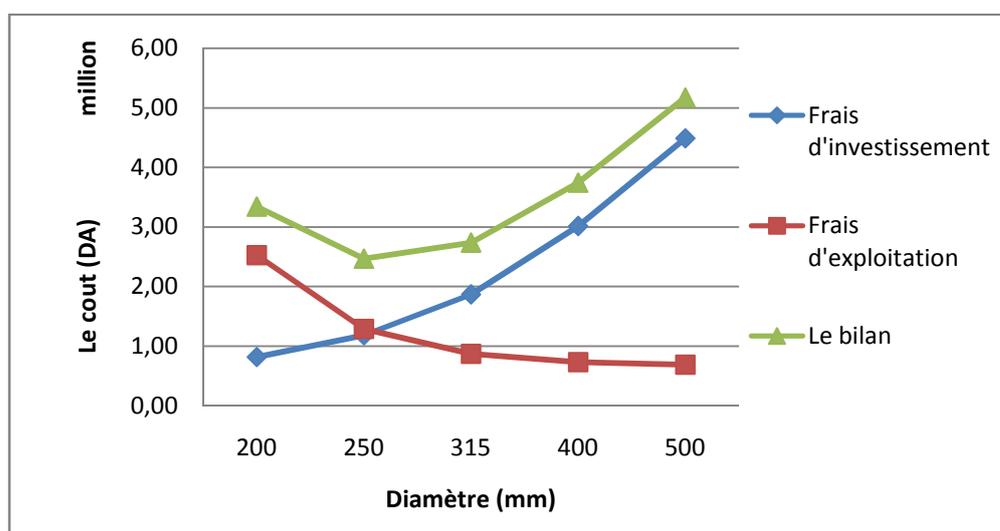


Figure IV.2 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation. «ST01-R2 »

D'après le tableau IV.9 et la figure IV.2, le diamètre économique est 250 mm avec une vitesse de 1,62m/s.

C. Troisième conduite « ST02-R3 »

❖ **Frais d'amortissement :**

- Le débit $Q=84,38$ l/s
- La longueur =443 ml
- La hauteur géométrique $H_g= 26,25$ m

Pour le calcul économique des frais d'exploitation, nous proposons une gamme de diamètres normalisées selon le tableau (IV.10)

Tableau IV.10: Calcul de la HMT «ST02-R3 »

D(mm)	Q (m ³ /s)	V(m/s)	Re	λ	Lg (m)	ΔH_l (m.c.e)	ΔH_t (m.c.e)	Hg(m)	HMT (m.c.e)
200	84,38	2,69	413414,81	0,0142	443	11,58	12,73	26,25	38,98
250	84,38	1,62	330731,85	0,0145	443	3,87	4,26	26,25	30,51
315	84,38	1,08	262485,59	0,0150	443	1,27	1,39	26,25	27,64
400	84,38	0,67	206707,40	0,0152	443	0,39	0,43	26,25	26,68
500	84,38	0,43	165365,92	0,0154	443	0,13	0,14	26,25	26,39

Tableau IV.11: Consommation en KWH du moteur et prix d'exploitation annuel «ST02-R3»

D (mm)	Puissance (kw)	E(kwh)	Frais d'exploitation(DA)
200	45,71	333 646,92	1 024 296,04
250	35,77	261 129,96	801 668,98
315	32,41	236 581,97	726 306,65
400	31,28	228 309,51	700 910,20
500	30,94	225 874,64	693 435,15

❖ **Les Frais d'amortissement**

Pour le calcul des frais d'investissement on prend la même gamme de diamètre prise dans le calcul des frais d'exploitation et on évalue le cout total de la pose de la canalisation.

Chapitre IV : Adduction et pompage

Tableau IV.12: Cout totale d'investissement « ST02-R3 »

D (mm)	Prix ml (DA)	L(m)	prix totale (DA)	A	Amortissement (DA)
200	3242,24	443	7 988 879,36	0,10	146 360,23
250	4 690,40	443	11557145,6	0,10	211 732,63
315	7 436,00	443	18322304	0,10	335 673,68
400	12 012,00	443	29597568	0,10	542 242,10
500	17 881,50	443	44060016	0,10	807 201,31

❖ **Bilan du cout (Exploitation+investissement) :**

Le bilan de cout est donné dans le tableau suivant :

Tableau IV.13: Bilan du cout total (exploitation+investissement), « ST02-R3 »

D (mm)	Frais d'exploitation million (DA)	Amortissement million (DA)	Bilan million (DA)
200	1,02	0,15	1,17
250	0,80	0,21	1,01
315	0,73	0,34	1,06
400	0,70	0,54	1,24
500	0,69	0,81	1,50

La figure IV.3 représente le bilan du cout pour l'adduction « ST2-R3 » :

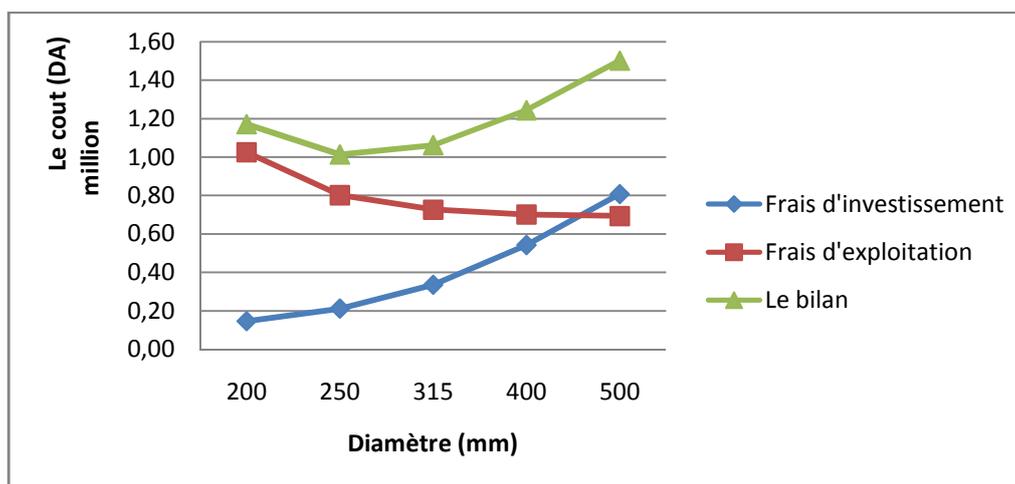


Figure IV.3 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation. «ST02-R3 »

D'après le tableau IV.13 et la figure IV.3, le diamètre économique est 250 mm avec une vitesse de 1,62 m/s.

D. Quatrième conduite «ST02-R4»

❖ Frais d'amortissement :

- Le débit $Q=84,38$ l/s
- La longueur =1847 ml
- La hauteur géométrique $H_g= 28,03$ m

Pour le calcul économique des frais d'exploitation, nous proposons une gamme de diamètres normalisées selon le tableau (IV.14)

Tableau IV.14: Calcul de la HMT «ST02-R4 »

D(mm)	Q (m ³ /s)	V(m/s)	Re	λ	Lg (m)	ΔH_l (m.c.e)	ΔH_t (m.c.e)	Hg(m)	HMT (m.c.e)
200	84,38	2,69	413414,81	0,0142	1847	48,26	53,09	28,03	81,12
250	84,38	1,62	330731,85	0,0145	1847	16,15	17,76	28,03	45,79
315	84,38	1,08	262485,59	0,0150	1847	5,28	5,81	28,03	33,84
400	84,38	0,67	206707,40	0,0152	1847	1,61	1,78	28,03	29,81
500	84,38	0,43	165365,92	0,0154	1847	0,54	0,59	28,03	28,62

Tableau IV.15: Consommation en KWH du moteur et prix d'exploitation annuel «ST02-R4»

D (mm)	Puissance (kw)	E(kwh)	Frais d'exploitation(DA)
200	95,11	694 281,01	2 131 442,71
250	53,69	391 936,04	1 203 243,65
315	39,67	289 588,10	889 035,46
400	34,94	255 097,73	783 150,04
500	33,55	244 946,03	751 984,31

❖ Les Frais d'amortissement

Pour le calcul des frais d'investissement on prend la même gamme de diamètre prise dans le calcul des frais d'exploitation et on évalue le cout total de la pose de la canalisation.

Chapitre IV : Adduction et pompage

Tableau IV.16: Cout totale d'investissement « *ST02-R4* »

D (mm)	Prix ml (DA)	L(m)	prix totale (DA)	A	Amortissement (DA)
200	3242,24	1 847,00	5988417,28	0,10	610 219,72
250	4 690,40	1 847,00	8663168,8	0,10	882 776,90
315	7 436,00	1 847,00	13734292	0,10	1 399 524,35
400	12 012,00	1 847,00	22186164	0,10	2 260 770,11
500	17 881,50	1 847,00	33027130,5	0,10	3 365 464,60

❖ **Bilan du cout (Exploitation+investissement)**

Le bilan de cout est donné dans le tableau suivant :

Tableau IV.17: Bilan du cout total (exploitation+investissement), « *ST02-R4* »

D (mm)	Frais d'exploitation million (DA)	Amortissement million (DA)	Bilan million (DA)
200	2,13	0,61	2,74
250	1,20	0,88	2,09
315	0,89	1,40	2,29
400	0,78	2,26	3,04
500	0,75	3,37	4,12

La figure IV.4 représente le bilan du cout pour l'adduction « *ST2-R4* » :

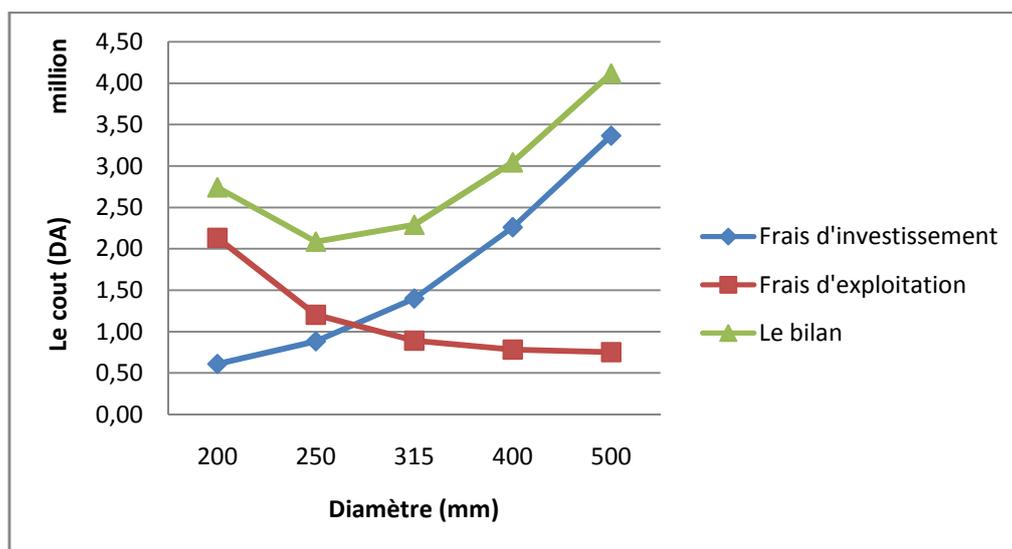


Figure IV.4 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation. «*ST02-R4* »

D'après le tableau IV.17 et la figure IV.4, le diamètre économique est 250 mm avec une vitesse de 1,62 m/s.

IV.6 Etude de pompage :

IV.6.1 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.

IV.6.2 Choix des pompes

Les critères de choix des pompes sont :

- Assurer le débit appelé Q_{app} et la hauteur HMT ;
- Nombre des pompes minimal,
- Meilleur rendement ;
- Vérifier la condition de non cavitation ;
- Encombrement et poids les plus faibles ;
- Vitesse de rotation la plus élevée ;
- Puissance absorbée minimale ;

Pour choisir nos pompes, nous avons proposé plusieurs types de pompes correspondants au débit et à la hauteur manométrique demandée pour pouvoir choisir par la suite la ou les pompes qui conviennent selon les critères déjà cités au paravent.

IV.6.3 Choix du nombre de pompes

Les critères de choix du nombre de pompes sont :

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

IV.6.3.1 Refoulement ST01-R1

$$Q = 84,38 \text{ l/s} , HMT = 35,68 \text{ m}$$

On a choisi les pompes (monobloc ou à axe horizontal) suivantes :

Tableau N° IV.18 Les variantes pour le choix de la pompe (refoulement ST01-R1)

n	Q appelé (m ³ /h)	HMT appelée (m)	η (%)	HMT (m)	Vitesse (tr/min)	P _{abs} (Kw)	(NPSH) _r (m)
1	84,38	35,68	80,1	42,5	1479	36,76	2,87
2	42,19	35,68	74,46	37,3	2918	18,37	1,67
3	28,13	35,68	71,7	37	1469	14,6	3,32

D'après ce tableau on déduit que la variante d'une pompe est la meilleure de point de vue le nombre de pompe, rendement et puissance absorbée.

Les courbes caractéristiques de la pompe [H-Q], [Pabs - Q], [η-Q], [(NPSH)_r - Q] sont représentées dans (ANNEXE02 Fig.1) .

IV.6.3.2 Refoulement ST01-R2

$$Q = 84,38 \text{ l/s} , \text{ HMT} = 49,05 \text{ m}$$

Nous avons choisi les pompes (monobloc ou à axe horizontal) suivantes :

Tableau N° IV.19 : Les variantes pour le choix de la pompe (refoulement ST01-R2)

n	Q appelé (m ³ /h)	HMT appelée (m)	η (%)	HMT (m)	Vitesse (tr/min)	P _{abs} (Kw)	(NPSH) _r (m)
1	84,38	49,05	76	54	1489	53,33	3,27
2	42,19	49,05	79,9	56	2927	27,16	4,06
3	28,13	49,05	75,7	57	2954	20,9	3,45

D'après ce tableau on déduit que la variante d'une pompes est la meilleure de point de vue nombre de pompe, rendement et charge nette requise.

Les courbes caractéristiques de la pompe [H-Q], [Pabs - Q], [η-Q], [(NPSH)_r - Q] sont représentées dans ANNEXE02 Fig.2

IV.6.3.3 Refoulement ST02-R3

$$Q = 84,38 \text{ l/s} , \text{ HMT} = 30,51 \text{ m}$$

Nous avons choisi les pompes (monobloc ou à axe horizontal) suivantes :

Chapitre IV : Adduction et pompage

Tableau N° IV.20 : Les variantes pour le choix de la pompe (refoulement ST01-R3)

n	Q appelé (m ³ /h)	HMT appelée (m)	η (%)	HMT (m)	Vitesse (tr/min)	P _{abs} (Kw)	(NPSH) _r (m)
1	84,38	30,51	73,2	33,8	2954	34,27	1,85
2	42,19	30,51	74,2	34,5	2925	23,54	4,04
3	28,13	30,51	74,2	32	1469	12,7	4,72

D'après ce tableau on déduit que la variante d'une pompe est la meilleure de point de vue nombre de pompes, puissance absorbée et la charge nette d'aspiration.

Les courbes caractéristiques de la pompe [H-Q], [Pabs - Q], [η-Q], [(NPSH)_r - Q] sont représentées dans (ANNEXE02 Fig.3)

IV.6.3.4 Refoulement ST02-R4

$$Q = 84,38 \text{ l/s} , \text{ HMT} = 45,79 \text{ m}$$

Nous avons choisi les pompes (monobloc ou à axe horizontal) suivantes :

Tableau N° IV.21 : Les variantes pour le choix de la pompe (refoulement ST01-R4)

n	Q appelé (m ³ /h)	HMT appelée (m)	η (%)	HMT (m)	Vitesse (tr/min)	P _{abs} (Kw)	(NPSH) _r (m)
1	84,38	45,79	80,33	58	2916	47,08	2,02
2	42,19	45,79	74,02	49,8	2954	25,05	3,74
3	28,13	45,79	76,3	47,1	2954	16,9	3,06

D'après ce tableau on déduit que la variante d'une pompes est la meilleure de point de vue le nombre de pompes, rendement et la charge nette d'aspiration requise.

Les courbes caractéristiques de la pompe [H-Q], [Pabs - Q], [η-Q], [(NPSH)_r - Q] sont représentées dans (ANNEXE02 Fig.4)

IV.7 Point de fonctionnement d'une pompe

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.

IV.7.1 Courbe caractéristique de la conduite

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

$$H = H_g + \Delta h_t \quad \text{(IV.10)}$$

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

$$\Delta h_t = 1,1 * \Delta h_p^{lin} \quad \text{(IV.11)}$$

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

$$\Delta h_p^{lin} = \frac{8 * \lambda * L_{ref} * Q^2}{\pi^2 * g * D_{ec}^{5,3}} \quad \text{(IV.12)}$$

- λ : coefficient de frottement qui est en fonction de la rugosité de la paroi interne de la conduite et du régime d'écoulement;
- L_{ref} : longueur de la conduite de refoulement (m)
- Q : débit refoulé par la pompe (m³/s) ;
- D_{ec} : diamètre économique de la conduite de refoulement (m) ;
- g : accélération de la pesanteur (m/s²).

IV.7.2 Refoulement ST01-R1

Tableau IV-22: La hauteur caractérisant la conduite de refoulement ST01-R1

N°	Q (l/s)	1Q (l/s)	H _g (m)	L _{ref} (m)	D _{ec} (mm)	λ	Δh_p^{lin} (m.c.e)	Δh_t (m.c.e)	H (m)
1	10	10	31,69	415	250	0,0142	0,05	0,05	31,74
2	20	20	31,69	415	250	0,0142	0,20	0,22	31,91
3	30	30	31,69	415	250	0,0142	0,45	0,49	32,18
4	40	40	31,69	415	250	0,0142	0,80	0,88	32,57
5	50	50	31,69	415	250	0,0142	1,25	1,37	33,06
6	60	60	31,69	415	250	0,0142	1,80	1,98	33,67
7	70	70	31,69	415	250	0,0142	2,45	2,69	34,38
8	80	80	31,69	415	250	0,0142	3,19	3,51	35,20
9	90	90	31,69	415	250	0,0142	4,04	4,45	36,14
10	100	100	31,69	415	250	0,0142	4,99	5,49	37,18
11	110	110	31,69	415	250	0,0142	6,04	6,64	38,33
12	120	120	31,69	415	250	0,0142	7,19	7,91	39,60

Chapitre IV : Adduction et pompage

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés sur la figure (IV-9).

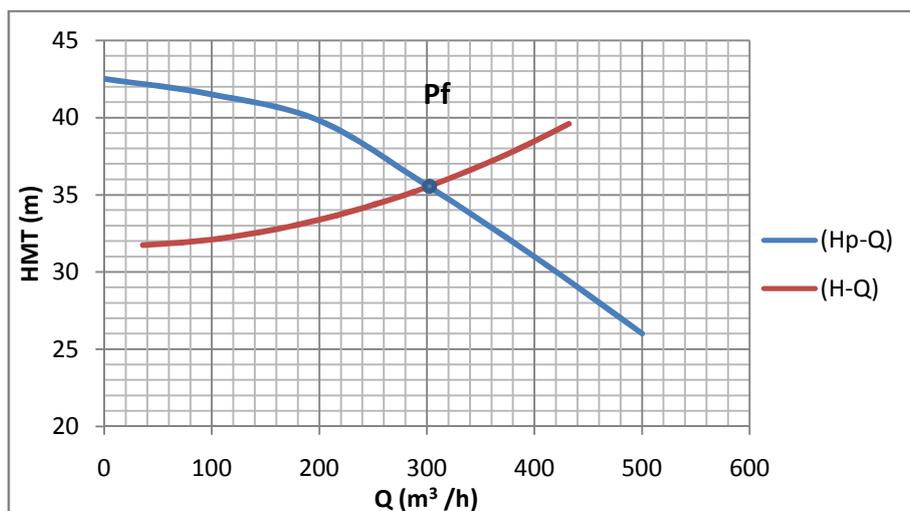


Figure IV.9 : Point de fonctionnement de la pompe (ST01-R1)

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

$$\begin{cases} Q_{Pf} = 303,8 \text{ m}^3 / \text{h} > Q_{app} = 303,76 \text{ m}^3 / \text{h} \\ H_{Pf} = 36 \text{ m} > H_{app} = 35,68 \text{ m} \end{cases}$$

IV.7.3 Refoulement ST01-R2

Tableau IV-23: La hauteur caractérisant la conduite de refoulement ST01-R2

N°	Q (l/s)	1Q (l/s)	H _g (m)	L _{ref} (m)	D _{ec} (mm)	λ	Δh _p ^{lin} (m.c.e)	Δh _t (m.c.e)	H (m)
1	10	10	25,35	2464	250	0,0142	0,30	0,33	25,68
2	20	20	25,35	2464	250	0,0142	1,19	1,30	26,65
3	30	30	25,35	2464	250	0,0142	2,67	2,93	28,28
4	40	40	25,35	2464	250	0,0142	4,74	5,22	30,57
5	50	50	25,35	2464	250	0,0142	7,41	8,15	33,50
6	60	60	25,35	2464	250	0,0142	10,67	11,74	37,09
7	70	70	25,35	2464	250	0,0142	14,52	15,97	41,32
8	80	80	25,35	2464	250	0,0142	18,97	20,86	46,21
9	90	90	25,35	2464	250	0,0142	24,00	26,40	51,75
10	100	100	25,35	2464	250	0,0142	29,63	32,60	57,95
11	110	110	25,35	2464	250	0,0142	35,86	39,44	64,79
12	120	120	25,35	2464	250	0,0142	42,67	46,94	72,29

Chapitre IV : Adduction et pompage

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés sur la figure (IV-10).

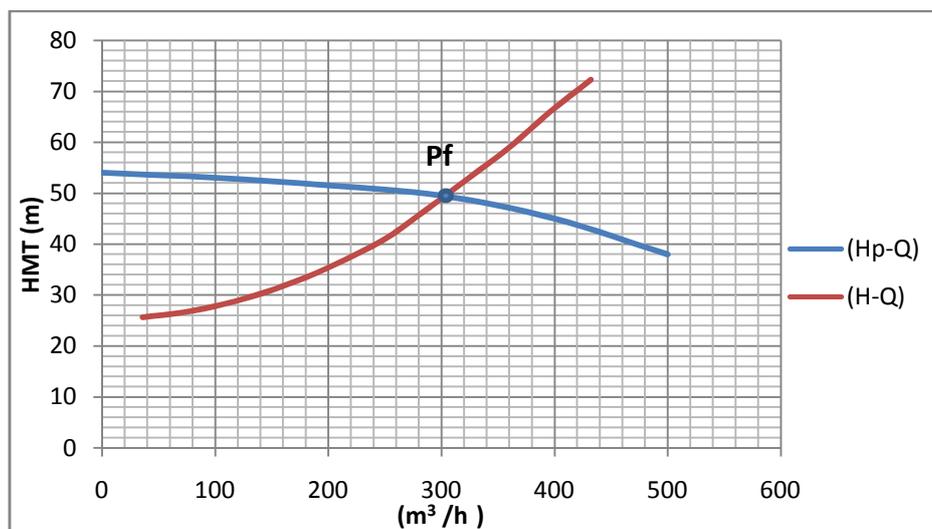


Figure IV.10 : Point de fonctionnement de la pompe (ST01-R2)

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

$$\begin{cases} Q_{Pf} = 303,8 \text{ m}^3 / \text{h} > Q_{app} = 303,76 \text{ m}^3 / \text{h} \\ H_{Pf} = 49,1 \text{ m} > H_{app} = 49,05 \text{ m} \end{cases}$$

IV.7.4 Refoulement ST02-R3

Tableau IV-24: La hauteur caractérisant la conduite de refoulement ST02-R3

N°	Q (l/s)	2Q (l/s)	H _g (m)	L _{ref} (m)	D _{ec} (mm)	λ	Δh _p ^{lin} (m.c.e)	Δh _t (m.c.e)	H (m)
1	5	10	26,25	443	250	0,0142	0,053	0,059	26,31
2	15	30	26,25	443	250	0,0142	0,480	0,527	26,78
3	20	40	26,25	443	250	0,0142	0,852	0,938	27,19
4	25	50	26,25	443	250	0,0142	1,332	1,465	27,72
5	30	60	26,25	443	250	0,0142	1,918	2,110	28,36
6	35	70	26,25	443	250	0,0142	2,611	2,872	29,12
7	40	80	26,25	443	250	0,0142	3,410	3,751	30,00
8	45	90	26,25	443	250	0,0142	4,316	4,747	31,00
9	50	100	26,25	443	250	0,0142	5,328	5,861	32,11
10	55	110	26,25	443	250	0,0142	6,447	7,091	33,34
11	60	120	26,25	443	250	0,0142	7,672	8,439	34,69
12	65	130	26,25	443	250	0,0142	9,004	9,905	36,15

Chapitre IV : Adduction et pompage

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés sur la figure (IV-11).

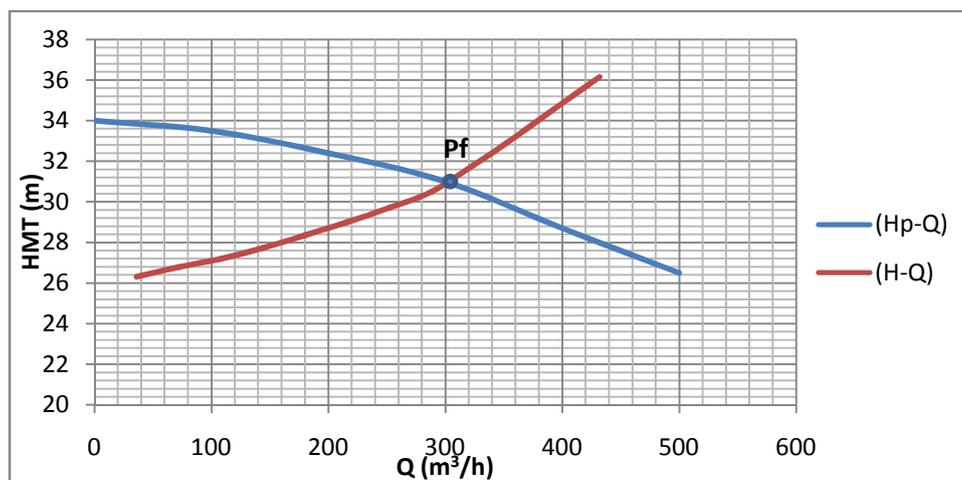


Figure IV.11 : Point de fonctionnement de la pompe (ST02-R3)

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

$$\begin{cases} Q_{Pf} = 303,78 \text{ m}^3 / \text{h} > Q_{app} = 303,76 \text{ m}^3 / \text{h} \\ H_{Pf} = 30,6 \text{ m} > H_{app} = 30,51 \text{ m} \end{cases}$$

Refoulement ST02-R4

Tableau IV-25: La hauteur caractérisant la conduite de refoulement ST02-R4

N°	Q (l/s)	1Q (l/s)	H _g (m)	L _{ref} (m)	D _{ec} (mm)	λ	Δh _p ^{lin} (m.c.e)	Δh _t (m.c.e)	H (m)
1	10	10	28,03	1847	250	0,0142	0,222	0,244	28,27
2	20	20	28,03	1847	250	0,0142	0,889	0,977	29,01
3	30	30	28,03	1847	250	0,0142	1,999	2,199	30,23
4	40	40	28,03	1847	250	0,0142	3,554	3,910	31,94
5	50	50	28,03	1847	250	0,0142	5,553	6,109	34,14
6	60	60	28,03	1847	250	0,0142	7,997	8,797	36,83
7	70	70	28,03	1847	250	0,0142	10,885	11,973	40,00
8	80	80	28,03	1847	250	0,0142	14,217	15,638	43,67
9	90	90	28,03	1847	250	0,0142	17,993	19,792	47,82
10	100	100	28,03	1847	250	0,0142	22,213	24,435	52,46
11	110	110	28,03	1847	250	0,0142	26,878	29,566	57,60
12	120	120	28,03	1847	250	0,0142	31,987	35,186	63,22

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés sur la figure (IV-12).

Figure IV.12:Point de fonctionnement de la pompe (ST02-R4)

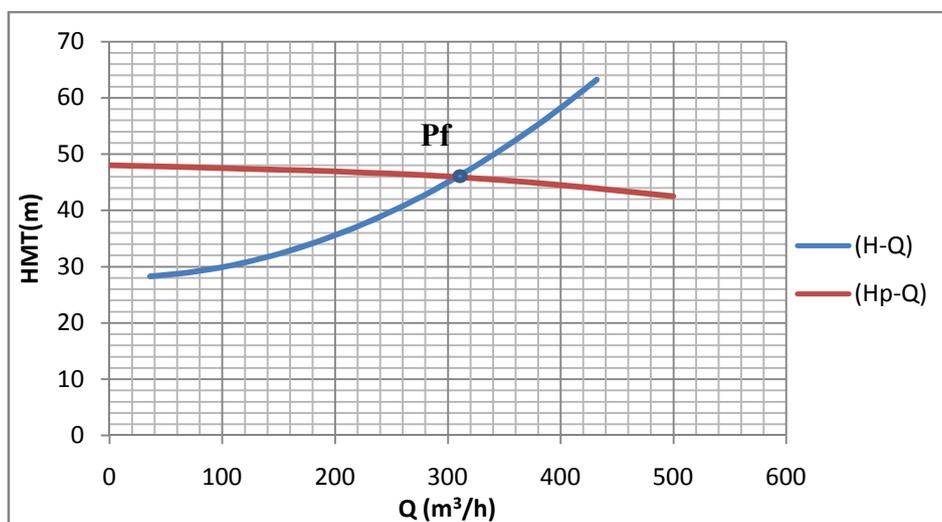


Figure IV.12:Point de fonctionnement de la pompe (ST02-R4)

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

$$\begin{cases} Q_{Pf} = 303,9 \text{ m}^3 / \text{h} > Q_{app} = 303,76 \text{ m}^3 / \text{h} \\ H_{Pf} = 46 \text{ m} > H_{app} = 45,79 \text{ m} \end{cases}$$

IV.8 Modes de réglage

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

A-Débit disponible > Débit appelé

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

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

Le rendement de l'installation après vannage est :

$$\eta_{ap,van}^{inst} = \eta_{av,van}^{inst} * \frac{H_{app}}{H_{app} + h_v} \quad (\text{V.13})$$

Chapitre IV : Adduction et pompage

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

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

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

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

$$h_v = H' - H_{app} \quad (\text{V.14})$$

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

3. Augmentation des pertes de charge dans les conduites de refoulement : en augmentant les singularités (des diffuseurs ou bien des rétrécissements brusques, les coudes..).

4. Diminution de temps de pompage : dans le cas où le pompage s'effectuerait dans un réservoir.

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

$$t' = \frac{Q_{app}}{Q_{pf}} * t \quad (\text{V.15})$$

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

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

- Q_{pf} : débit correspondant au point de fonctionnement de la pompe (m^3/h).

5. Changement du type de la pompe : si cela est possible.

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

6.1 Détermination du rendement de rognage

q : débit appelé par la pompe

Q : débit du point de fonctionnement

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

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

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

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

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

En outre

$$\frac{Q}{q} = \left[\frac{D}{d} \right]^2 \quad \Rightarrow \quad D = d \cdot \sqrt{\frac{q}{Q}} \quad \text{(V.16)}$$

Avec :

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

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

Avec:

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

B- Débit disponible < Débit appelé

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

Remarque :

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

Chapitre IV : Adduction et pompage

Dans notre cas, le débit correspondant au point de fonctionnement est légèrement supérieur au débit appelé, la hauteur manométrique correspondante au point de fonctionnement se rapproche à la hauteur manométrique appelée, ce qui implique que la différence entre les deux valeurs est négligeable d'où l'adaptation de la pompe aux conditions de fonctionnement n'est pas nécessaire.

IV.9 Etude de la cavitation :

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

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

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

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

$$(NPSH)_d = (NPSH)_r + r \quad (IV.17)$$

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

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

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

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

$$h_{adm}^{asp} = (NPSH)_r + r - P_{at} + T_v + \sum h_p^{asp} + \frac{V_a^2}{2g} \quad (IV.18)$$

- V_a : vitesse d'écoulement dans la conduite d'aspiration (m/s) ;
- P_{at} : pression atmosphérique (m.c.e) ; $P_{at} = 10,33$
- T_v : tension de vapeur d'eau (m.c.e)

Tableau IV.26: Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la temperature

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

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

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

$$\Delta h_{asp} = (1,10 - 1,15) * \Delta h_{asp}^{lin} \quad \text{(IV.19)}$$

- Δh_{asp}^{lin} elle sera estimée par : $\sum h_{asp}^{lin} = \frac{10 * L_{asp}}{1000}$
- V_{asp} : vitesse d'écoulement dans la conduite d'aspiration (m/s), $V_{asp} = \frac{4.Q}{\pi.D_a^2}$
- D_a : diamètre de la conduite d'aspiration,

$$D_a = (1,2 - 1,5) * DN1 \quad \text{(IV.26)} \quad \text{(IV.20)}$$

Avec : DN1 : diamètre de la tubulure d'aspiration (mm).

IV.10 Calage de la pompe

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

Pour les installations en charge : $\nabla_{axe} = \nabla_{min} - h_{asp}^{adm} + r \quad \text{(IV.21)}$

- ∇_{axe} : niveau de l'axe de la pompe (m) ;
- r : marge de sécurité, $r = (0,1 - 0,3)$ m.

a) Refoulement : ST01- R1

- La charge nette d'aspiration requise : $(NPSH)_r = 2,87$ m
- La pression atmosphérique : $P_{at} = 10,33$ m
- La tension de vapeur d'eau à une température $T^\circ = 20$ °C : $T_v = 0,24$ mce
- Le diamètre de la conduite d'aspiration : $D_a = (1,2 - 1,5) * DN1$

Donc : $D_a = 1,2 * 321,6 \Rightarrow D_a = 385,92$ mm

□ La vitesse d'aspiration : $V_a = \frac{4 * 84,38 * 10^{-3}}{3,14 * 0,385^2} \Rightarrow V_a = 0,72$ m / s

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

$$\sum h_{asp}^{lin} = \frac{10 * L_{asp}}{1000} = \frac{10 * 4}{1000} = 0,04$$

- La perte de charge totale à l'aspiration : $\Delta h_{asp} = 1,15 * 0,04 \Rightarrow \Delta h_{asp} = 0,046$ m

- La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{adm}^{asp} = 2,87 + 0,3 + 0,24 + \frac{0,72^2}{2 * 9,81} - 10,33 + 0,046 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = -6,93 \text{ m}$$

- changement de type d'installation.

-Installation en aspiration :

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

$$h_{adm}^{asp} = 10,33 - 0,3 - 0,24 - \frac{0,72^2}{2 * 9,81} - 2,87 - 0,046 = 6,93m$$

La côte de l'axe de la pompe : $\nabla_{axe} = 86,54 + 6,93 - 0,1 \Rightarrow \nabla_{axe} = 93,37m$

$$\nabla_{axe} = 93,37m$$

b) Refoulement : ST01-R2

- La charge nette d'aspiration requise : $(NPSH)_r = 3,27 \text{ m}$
- La pression atmosphérique : $P_{at} = 10,33m$
- La tension de vapeur d'eau à une température $T^\circ=20 \text{ °C}$: $T_v = 0,24 \text{ mce}$
- Le diamètre de la conduite d'aspiration : $D_a = (1,2 - 1,5) * DN1$

Donc : $D_a = 1,2 * 367,2 \Rightarrow D_a = 440,64mm$

- La vitesse d'aspiration : $V_a = \frac{4 * 84,38 * 10^{-3}}{3,14 * 0,44^2} \Rightarrow V_a = 0,56m / s$

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

$$\sum h_{asp}^{lin} = \frac{10 * L_{asp}}{1000} = \frac{10 * 4}{1000} = 0,04m$$

- La perte de charge totale à l'aspiration : $\Delta h_{asp} = 1,15 * 0,04 \Rightarrow \Delta h_{asp} = 0,046m$

- La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{adm}^{asp} = 3,27 + 0,24 + 0,3 + \frac{0,56^2}{2 * 9,81} - 10,33 + 0,046 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = -6,46 \text{ m}$$

- changement de type d'installation.

-Installation en aspiration :

Chapitre IV : Adduction et pompage

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

$$h_{adm}^{asp} = 10,33 - 0,3 - 0,24 - \frac{0,56^2}{2 * 9,81} - 3,27 - 0,046 = 6,46m$$

La côte de l'axe de la pompe : $\nabla_{axe} = 86,54 + 6,46 - 0,1 \Rightarrow \nabla_{axe} = 92,9m$

c) Refoulement : ST02-R3

- La charge nette d'aspiration requise : $(NPSH)_r = 1,85m$
- La pression atmosphérique : $P_{at} = 10,33m$
- La tension de vapeur d'eau à une température $T^\circ = 20^\circ C$: $T_v = 0,24 mce$
- Le diamètre de la conduite d'aspiration : $D_a = (1,2 - 1,5) * DN1$

Donc : $D_a = 1,2 * 320 \Rightarrow D_a = 384mm$

- La vitesse d'aspiration : $V_a = \frac{4 * 84,38 * 10^{-3}}{3,14 * 0,384^2} \Rightarrow V_a = 0,73m / s$

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

$$\sum h_{asp}^{lin} = \frac{10 * L_{asp}}{1000} = \frac{10 * 4}{1000} = 0,04m$$

- La perte de charge totale à l'aspiration : $\Delta h_{asp} = 1,15 * 0,04 \Rightarrow \Delta h_{asp} = 0,046m$

- La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{adm}^{asp} = 1,85 + 0,24 + 0,3 + \frac{0,73^2}{2 * 9,81} - 10,33 + 0,046 \Rightarrow h_{adm}^{asp} = -7,86 m$$

- changement de type d'installation.

-Installation en aspiration :

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

$$h_{adm}^{asp} = 10,33 - 0,3 - 0,24 - \frac{0,73^2}{2 * 9,81} - 1,85 - 0,046 = 7,86m$$

La côte de l'axe de la pompe : $\nabla_{axe} = 85,62 + 7,86 - 0,1 \Rightarrow \nabla_{axe} = 93,38m$

d) Refoulement : ST02-R4

- La charge nette d'aspiration requise : $(NPSH)_r = 2,02m$

Chapitre IV : Adduction et pompage

- La pression atmosphérique : $P_{at} = 10,33m$
- La tension de vapeur d'eau à une température $T^{\circ}=20^{\circ}C$: $T_v = 0,24 mce$
- Le diamètre de la conduite d'aspiration : $D_a = (1,2 - 1,5) * DN1$

Donc : $D_a = 1,2 * 326,1 \Rightarrow D_a = 391,32mm$

- La vitesse d'aspiration : $V_a = \frac{4 * 84,38 * 10^{-3}}{3,14 * 0,391^2} \Rightarrow V_a = 0,70m/s$

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

$$\sum h_{asp}^{lin} = \frac{10 * L_{asp}}{1000} = \frac{10 * 4}{1000} = 0,04m$$

- La perte de charge totale à l'aspiration : $\Delta h_{asp} = 1,15 * 0,04 \Rightarrow \Delta h_{asp} = 0,046m$

- La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{adm}^{asp} = 2,02 + 0,24 + 0,3 + \frac{0,70^2}{2 * 9,81} - 10,33 + 0,046 \Rightarrow h_{adm}^{asp} = -7,79m$$

- changement de type d'installation.

-Installation en aspiration :

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

$$h_{adm}^{asp} = 10,33 - 0,3 - 0,24 - \frac{0,70^2}{2 * 9,81} - 2,02 - 0,046 = 7,79m$$

La côte de l'axe de la pompe : $\nabla_{axe} = 85,62 + 7,79 - 0,1 \Rightarrow \nabla_{axe} = 93,31m$

Conclusion :

Dans ce chapitre, on a déterminé le diamètre économique pour chaque adduction ; il s'agit d'un diamètre de 250mm en PEHD.

Pour assurer les différentes hauteurs manométriques et les débits demandés, nous avons fait une étude de pompage pour choisir les pompes adéquates a nos conduites

A la fin, nous avons étudié le calage de nos pompes pour vérifier le phénomène de cavitation.

∞ Chapitre V ∞

Réseau de distribution

Introduction

L'objectif du calcul d'un réseau de distribution est la détermination des paramètres géométriques et hydrauliques des canalisations formant le réseau de distribution c'est-à-dire le diamètre D (m), le gradient de la perte de charge J , la vitesse de l'écoulement v (m/s) en fonction d'une répartition arbitraire des débits Q (m³/s) puis la vérification de la pression au sol au niveau de chaque nœud.

Nous allons dans ce chapitre procéder à une simulation hydraulique du réseau de distribution avec le logiciel EPANET, pour pouvoir dimensionner celui-ci, afin de déterminer les vitesses et les pressions dans le réseau.

V.1 Choix du système de distribution

Dans notre cas on a choisi le système de distribution avec des réservoirs de tête. Dans ce système, les pompes refoulent directement vers les réservoirs de stockage puis la distribution sera gravitaire à partir des réservoirs vers le réseau de distribution.

V.2 Choix du type de réseau

Suivant la structure et l'importance de l'agglomération on distingue trois schémas des réseaux de distribution :

V.2.1 Les réseaux maillés

Pour la distribution en eau des agglomérations de moyenne et de grande importance, ils présentent une solution plus adéquate grâce à leur sécurité et leur souplesse d'utilisation.

Ils sont utilisés en général dans les zones urbaines, et tend à se généraliser dans les agglomérations rurales sous forme associée aux réseaux ramifiés (limitation de nombres de mailles en conservant certaines ramifications).

Les réseaux maillés sont constitués principalement d'une série de canalisations disposées de telle manière qu'il soit possible de décrire des boucles fermées ou maillées. [5]

V.2.2 Réseaux ramifiés

On les appelle ainsi grâce à leur structure arborisante fréquemment utilisés dans les petites agglomérations rurales leur inconvénient, c'est que dans les conduites il n'y a qu'un seul cheminement possible, en cas d'incident sur la conduite principale, toute la partie aval sera privée d'eau. [5]

V.2.3 Réseaux étagés

Lors de l'étude d'un projet d'alimentation d'une ville en eau potable, il arrive que cette ville présente des différences de niveau importantes.

La distribution par le réservoir projeté donne de forte pressions aux points bas (normes des pressions ne sont pas respectées).L'installation d'un réservoir intermédiaire alimenté par le premier, régularise la pression dans le réseau. [5]

Remarque :

Pour une meilleure distribution, on adopte le réseau maillé, vu les avantages qu'il présente :

- L'alimentation de retour.
- Isoler le tronçon accidenté par un simple manœuvre robinet

V.3 Conception d'un réseau

Plusieurs facteurs ont une influence sur la conception du réseau :

- L'emplacement des quartiers.
- L'emplacement des consommateurs principaux.
- Le relief.
- Le souci d'assurer un service souple et régulier.

V.4 Principe de tracé d'un réseau maillé

Pour le tracé du réseau maillé nous devons :

- Repérer les consommateurs importants par exemple les usines et les zones de forte densité;
- 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 bien réparties pour avoir une bonne distribution d'eau ;
- Pour alimenter l'intérieur des quartiers, ces conduites principales sont reliées entre elles par des conduites secondaires pour former des boucles (mailles).

V.5 Choix du matériau des conduites

Le choix du matériau utilisé est en fonction de la pression, l'agressivité du aux sol, et l'ordre économique (cout, disponibilité sur le marché), ainsi que la bonne jonction de la conduite avec les équipements auxiliaires (joints, coudes, vannes...)

Dans notre cas, nous avons opté pour les tuyaux en polyéthylène ; Les tuyaux en PEHD ont une bonne résistance à la corrosion interne, externe, microbiologique et à l'entartrage. Ils sont disponibles sur le marché, facile à poser (grande flexibilité) et fiable au niveau des branchements (réduction de risque de fuite)

V.6 Calcul hydraulique du réseau maillé

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

- On détermine la longueur de chaque tronçon du réseau maillé.
- On calcule les débits route pendant les heures considérées (l'heure de pointe, l'heure d'incendie).
- On détermine le débit spécifique en considèrent les débits en route.
- Sachant le débit spécifique ; on détermine les débits supposé concentrés aux nœuds.

V.6.1 Détermination des débits

On déterminera le débit spécifique, les débits routes et les débits nodaux pour pouvoir procéder à la répartition arbitraire et à la simulation hydraulique.

a) Débit spécifique

Le débit spécifique est défini comme étant le rapport entre le débit route et la somme des longueurs de tous les tronçons ;

Le débit spécifique qui est fonction du linéaire se calcule comme suit :

$$Q_{spi} = \frac{Q_{pt}}{\sum L} \quad [L/s /ml] \dots\dots\dots (V-1)$$

Avec: Q_{pt} = débit de pointe [L/S] calculé au chapitre II

$\sum L$ = somme des longueurs du réseau = 9523.2 [m]

b) Débit en route

Le débit en route se définit comme étant le débit réparti uniformément le long d'un tronçon de réseau le débit en route est donné par la formule suivante :

$$Q_r = Q_{spi} * Li \quad [L/S] \dots\dots\dots (V-2)$$

Avec :

- Q_r : débit en route.
- Q_{spi} : débit spécifique
- Li : la longueur du tronçon

c) Débits aux nœuds (nodaux)

C'est le débit concentré en chaque point de jonction des conduites du réseau, il est déterminé comme suit :

$$Q_{ni} = 0.5 * \sum Q_{r_{i,k}} \quad [L/S] \dots\dots\dots (V-3)$$

Où :

- Q_{ni} = débit en noeud.

- $\sum Q_{r,i,k}$: somme des débits en route des tronçons reliés deux nœuds.

V.6.2 Cas de pointe

La figure (II-1) nous montre que le débit maximum consommé se trouve entre **7h** et **9h**, et qui est de l'ordre de **330,76 l/s**. Les débits concentrés sont nuls au niveau de notre ville. Donc : **Q route = Q cons = 330,76 l/s**. La somme des longueurs assurant le service en route est de **25514m** ; il en résulte donc un débit spécifique de : **Qspe = 0,013 l/s/m**

Ces données nous permettent de calculer le débit route de chaque tronçon ainsi que le débit du chaque nœud du réseau destiné à la consommation. Les résultats sont représentés dans le tableau (V-1) :

Tableau N°V-1 : Calcul des débits nodaux en cas de pointe

Nœud	Tronçon	Longueur (m)	qs (l/s/ml)	Qr (l/s)	Qn (l/s)
1	N1N2	679	0,0130	8,80	9,52
	N1N19	790	0,0130	10,24	
2	N2N1	679	0,0130	8,80	9,05
	N2N3	177	0,0130	2,29	
	N2N20	540	0,0130	7,00	
3	N3N2	177	0,0130	2,29	7,00
	N3N4	413	0,0130	5,35	
	N3N30	490	0,0130	6,35	
4	N4N3	413	0,0130	5,35	9,49
	N4N5	650	0,0130	8,43	
	N4N32	401	0,0130	5,20	
5	N5N4	650	0,0130	8,43	7,59
	N5N6	521	0,0130	6,75	
6	N6N5	521	0,0130	6,75	7,78
	N6N7	120	0,0130	1,56	
	N6N32	560	0,0130	7,26	
7	N7N6	120	0,0130	1,56	8,49
	N7N8	495	0,0130	6,42	
	N7N35	695	0,0130	9,01	
8	N8N7	495	0,0130	6,42	9,89
	N8N9	466	0,0130	6,04	
	N8N33	565	0,0130	7,32	
9	N9N8	466	0,0130	6,04	10,56
	N9N10	696	0,0130	9,02	
	N9N34	467	0,0130	6,05	

Chapitre V : Réseau de distribution

Suite du tableau N°V-1 : calcul des débits nodaux en cas de pointe

Nœud	Tronçon	Longueur (m)	qs (l/s/ml)	Qr (l/s)	Qn (l/s)
10	N10N9	696	0,0130	9,02	12,76
	N10N11	763	0,0130	9,89	
	N10N27	510	0,0130	6,61	
11	N11N10	763	0,0130	9,89	10,66
	N11N12	517	0,0130	6,70	
	N11N25	365	0,0130	4,73	
12	N12N11	517	0,0130	6,70	6,39
	N12N13	469	0,0130	6,08	
13	N13N12	469	0,0130	6,08	16,41
	N13N14	740	0,0130	9,59	
	N13N15	776	0,0130	10,06	
	N13N25	547	0,0130	7,09	
14	N14N13	740	0,0130	9,59	10,07
	N14N15	814	0,0130	10,55	
15	N15N14	814	0,0130	10,55	15,49
	N15N13	776	0,0130	10,06	
	N15N16	800	0,0130	10,37	
16	N16N15	800	0,0130	10,37	11,76
	N16N17	700	0,0130	9,07	
	N16N24	315	0,0130	4,08	
17	N17N16	700	0,0130	9,07	11,17
	N17N18	472	0,0130	6,12	
	N17N23	552	0,0130	7,16	
18	N18N17	472	0,0130	6,12	10,35
	N18N19	525	0,0130	6,81	
	N18N21	600	0,0130	7,78	
19	N19N18	525	0,0130	6,81	9,29
	N19N20	118	0,0130	1,53	
	N19N1	790	0,0130	10,24	
20	N20N19	118	0,0130	1,53	8,00
	N20N2	540	0,0130	7,00	
	N20N21	576	0,0130	7,47	
21	N21N20	576	0,0130	7,47	8,70
	N21N18	600	0,0130	7,78	
	N21N22	166	0,0130	2,15	
22	N22N21	166	0,0130	2,15	7,20
	N22N23	345	0,0130	4,47	
	N22N30	600	0,0130	7,78	

Chapitre V : Réseau de distribution

Suite du tableau N°V-1 : calcul des débits nodaux en cas de pointe

Nœud	Tronçon	Longueur (m)	qs (l/s/ml)	Qr (l/s)	Qn (l/s)
23	N23N22	345	0,0130	4,47	15,79
	N23N24	820	0,0130	10,63	
	N23N17	552	0,0130	7,16	
	N23N28	719	0,0130	9,32	
24	N24N23	820	0,0130	10,63	11,78
	N24N16	315	0,0130	4,08	
	N24N26	682	0,0130	8,84	
25	N25N13	547	0,0130	7,09	8,25
	N25N26	361	0,0130	4,68	
	N25N11	365	0,0130	4,73	
26	N26N25	361	0,0130	4,68	9,26
	N26N27	386	0,0130	5,00	
	N26N24	682	0,0130	8,84	
27	N27N26	386	0,0130	5,00	8,52
	N27N10	510	0,0130	6,61	
	N27N28	418	0,0130	5,42	
28	N28N27	418	0,0130	5,42	8,67
	N28N29	200	0,0130	2,59	
	N28N23	719	0,0130	9,32	
29	N29N28	200	0,0130	2,59	6,20
	N29N30	506	0,0130	6,56	
	N29N34	251	0,0130	3,25	
30	N30N29	506	0,0130	6,56	12,94
	N30N31	400	0,0130	5,19	
	N30N22	600	0,0130	7,78	
	N30N3	490	0,0130	6,35	
31	N31N30	400	0,0130	5,19	4,79
	N31N32	149	0,0130	1,93	
	N31N33	190	0,0130	2,46	
32	N32N31	149	0,0130	1,93	7,19
	N32N4	401	0,0130	5,20	
	N32N6	560	0,0130	7,26	
33	N33N31	190	0,0130	2,46	7,73
	N33N34	437	0,0130	5,67	
	N33N8	565	0,0130	7,32	
34	N34N33	437	0,0130	5,67	7,49
	N34N9	467	0,0130	6,05	
	N34N29	251	0,0130	3,25	
35	N35N7	695	0,0130	9,01	4,50

V.6.3 Cas de pointe+incendie

Dans ce cas, le calcul se fait de la même façon que le cas précédent, seulement nous devons ajouter le débit d'incendie estimé à 17 l/s et qui sera donné par le réservoir. Ce débit considéré comme concentré sera soutiré du noeud n°10 supposé le plus défavorable.

Donc : $Q_{\text{noeud 10}} = 12,76 + 17 = 29,76 \text{ l/s}$

V.7 Détermination des diamètres du réseau de la répartition arbitraire

En introduisant le concept des débits limites et des vitesses limites et en fonction des débits de première approximation, on peut déterminer les diamètres avantageux pour chaque tronçon du réseau et avec l'équation de continuité on déduit la vitesse y correspondantes :

$$V = Q \div S = 4Q \div \pi D^2.$$

Tableau N°V-2 : Diamètres avantageux déterminés

Tronçon	Débit de pointe (l/s)	Débit de pointe+incendie (l/s)	Débit max (l/s)	Diamètre extérieur (mm)	Diamètre intérieur (mm)	Vitesse (m/s)
N1 N2	13,24	13,24	13,24	125	110,2	1,39
N2 N3	35,7	35,7	35,7	200	176,2	1,46
N3 N4	25,7	25,7	25,7	200	176,2	1,05
N4 N5	6,06	6,06	6,06	110	96,8	0,82
N5 N6	13,79	13,79	13,79	125	110,2	1,45
N6 N7	35,5	35,5	35,5	200	176,2	1,46
N7 N8	35,5	35,5	35,5	200	176,2	1,46
N8 N9	12,71	12,71	12,71	125	110,2	1,33
N9 N10	26,97	42,64	42,64	250	220,4	1,12
N10 N11	17,67	16,51	17,67	160	141	1,13
N11 N12	2,82	2,82	2,82	90	79,2	0,57
N12 N13	9,33	9,33	9,33	110	96,8	1,27
N13 N14	12,56	12,56	12,56	125	110,2	1,32
N14 N15	22,82	22,82	22,82	200	176,2	0,94
N15 N16	22,82	22,82	22,82	200	176,2	0,94
N16 N17	7,65	7,32	7,65	110	96,8	1,04
N17 N18	6,27	5,94	6,27	110	96,8	0,85
N18 N19	1,74	1,91	1,91	90	79,2	0,39
N19 N20	7,66	7,83	7,83	110	96,8	1,06
N20 N21	2,57	2,74	2,74	90	79,2	0,56
N21 N22	14	14,33	14,33	160	141	0,92
NN22 N23	14	14,33	14,33	160	141	0,92

Chapitre V : Réseau de distribution

Suite du tableau N°V-2 : Diamètres avantageux déterminés

Tronçon	Débit de pointe (l/s)	Débit de pointe+incendie (l/s)	Débit max (l/s)	Diamètre extérieur (mm)	Diamètre intérieur (mm)	Vitesse (m/s)
N23 N24	4	4,66	4,66	90	79,2	0,95
N3 N30	15,7	15,7	15,7	160	141	1,01
N30 N29	20,97	21,64	21,64	200	176,2	0,89
N29 N28	40,97	41,64	41,64	250	220,4	1,09
N28 N27	16,07	16,41	16,41	160	141	1,05
N27 N26	3,7	3,87	3,87	90	79,2	0,79
N26 N25	10,55	9,39	10,55	125	110,2	1,11
N25 N13	9,33	9,33	9,33	110	96,8	1,27
N4 N32	22,09	22,09	22,09	200	176,2	0,91
N32 N31	28,55	28,55	28,55	200	176,2	1,17
N31 N33	11,84	11,84	11,84	125	110,2	1,24
N33 N34	16,68	16,68	16,68	160	141	1,07
N6 N32	13,79	13,79	13,79	125	110,2	1,45
N8 N33	12,71	12,71	12,71	125	110,2	1,33
N9 N34	25,02	40,69	40,69	250	220,4	1,07
N31 N30	11,84	11,84	11,84	125	110,2	1,24
N34 N29	15,97	31,64	31,64	200	176,2	1,30
N10 N27	3,7	3,87	3,87	90	79,2	0,79
N11 N25	9,63	8,47	9,63	110	96,8	1,31
N2 N20	13,24	13,24	13,24	125	110,2	1,39
N30 N22	35,33	36	36	200	176,2	1,48
N28 N23	16,07	16,41	16,41	160	141	1,05
N26 N24	4,81	3,82	4,81	90	79,2	0,98
N13 N15	22,82	22,82	22,82	200	176,2	0,94
N16 N24	3,19	3,52	3,52	90	79,2	0,71
N17 N23	10	10	10	125	110,2	1,05
N21 N18	2,57	2,74	2,74	90	79,2	0,56
N7 N35	4,59	4,59	4,59	90	79,2	0,93
N1 N19	3,54	3,54	3,54	90	79,2	0,72
R1 N15	84,23	84,23	84,23	315	277,6	1,39
R2 N29	84,23	101,23	101,23	315	277,6	1,67
R3 N3	84,23	84,23	84,23	315	277,6	1,39
R4 N7	84,23	84,23	83,23	315	277,6	1,38

V.8 Calcul des paramètres hydrauliques du réseau par EPANET

A partir du réservoir, l'eau est distribuée dans un réseau de canalisation, 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.

V.8.1 Présentation de logiciel EPANET

Le logiciel EPANET est un logiciel de simulation du comportement hydraulique et qualitatif de l'eau dans les réseaux d'eau potable. Un réseau d'eau potable sur ce logiciel se définit par des tuyaux (tronçons), des noeuds (intersection de deux tuyaux et extrémité d'une antenne) mais également d'autres organes (réservoirs, pompes, clapets, différents types de vannes,...).

Dans le cadre de notre étude, le logiciel doit nous permettre d'avoir la meilleure conception du réseau qui assure les débits, les diamètres, les pressions et les vitesses les plus convenables possible.

Le logiciel présente également un module qualité qu'on ignorera dans notre étude, qui permet de calculer les concentrations en substances chimiques et les temps de séjour de l'eau dans différentes parties du réseau.

V.8.2 Principe de calcul

La méthode utilisée dans les calculs du réseau de distribution est celle de **HARDY CROSS** effectuée par le logiciel de simulation EPANET version 2.0 (Build2.00.10), il utilise l'algorithme **HARDY CROSS** pour déterminer les corrections des débits dans les conduites, la correction est basée sur deux hypothèses :

La méthode de HARDY CROSS repose sur deux lois :

❖ *1^{er} loi (loi des nœuds) :*

En un nœud quelconque de conduites, la somme des débits qui y arrive est égale à la somme des débits qui y partent.

❖ *2^{ème} loi (loi des mailles) :*

Le long d'un parcours orienté et fermé, la somme des pertes de charges est nulle \Rightarrow

$$\sum \Delta H_{I-K} = 0$$

$$\text{Ou bien : } \sum \Delta H_{I-K} = \sum (R_{I-K} \cdot Q_{I-K}^2) = 0$$

Où :

- R_{I-K} : la résistance d'un tronçon de maille ;
- Q_{I-K} : le débit du tronçon.

V.8.3 Formule de perte de charge utilisée

La formule utilisée pour la détermination des pertes des charges est celle de **Darcy**

Weisbach :

$$\Delta H = \frac{\lambda L V^2}{2gD}$$

Avec

ΔH : perte de charge.

V : vitesse de l'écoulement (m/s)

g : accélération de la pesanteur $g = 9.81 \text{ m/s}^2$

D : diamètre (m) .

λ : Coefficient de frottement dépend du régime d'écoulement.

$$\lambda = f(\varepsilon, D, Q).$$

ε : rugosité absolue (mm) de la conduite.

V.8.4 Simulation hydraulique

Après avoir introduit toutes les données appropriées aux nœuds et aux tronçons, l'étape suivante est la validation du modèle hydraulique, si un message d'erreur s'affiche donc il faut revoir les données d'entrée et s'en assurer, sinon la simulation sera révélée réussie et il ne reste que de changer les diamètres des tuyaux préalablement insérés pour ceux qui sont en dehors de la fourchette des vitesses et pressions.

➤ **Cas de pointe :**

Tableau N° V-3 : les caractéristiques des tronçons (cas de pointe)

Nom	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	PdC linéaire (m.c.e)
N1 N2	679	125	11,63	1,22	3,82
N2 N3	177	200	34,4	1,41	0,93
N3 N4	413	200	15,81	0,65	0,43
N4 N5	650	110	4,47	0,61	0,92
N5 N6	521	90	3,11	0,63	0,99
N6 N7	120	200	26,19	1,07	0,37
N7 N8	495	200	22,76	0,93	1,33
N8 N9	466	160	10,92	0,70	1,05
N9 N10	696	200	15,42	0,63	1,02
N10 N11	763	125	4,62	0,48	1,74
N11 N12	517	90	2,13	0,43	0,29

Chapitre V : Réseau de distribution

Suite du tableau N° V-3 : les caractéristiques des tronçons (cas de pointe)

Nom	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	PdC linéaire (m.c.e)
N12 N13	469	110	8,51	1,16	1,09
N13 N14	740	125	4,72	0,50	0,34
N14 N15	814	200	14,77	0,61	0,62
N15 N16	800	200	28,12	1,15	1,57
N16 N17	700	110	9,33	1,27	1,99
N17 N18	472	110	5,23	0,71	0,52
N18 N19	525	90	1,63	0,33	0,51
N19 N20	118	110	8,48	1,15	0,71
N20 N21	576	90	2,73	0,55	0,71
N21 N22	166	160	15,18	0,97	0,48
N22 N23	345	125	3,29	0,35	0,43
N23 N24	820	90	1,7	0,35	0,33
N3 N30	490	160	17,55	1,12	2,18
N30 N29	517	90	18,36	1,18	2,08
N29 N28	469	110	56,68	1,49	1,15
N28 N27	740	125	29,21	1,20	2,04
N27 N26	814	200	18,76	0,77	0,93
N26 N25	361	125	4,1	0,43	0,95
N25 N13	547	110	8,03	1,09	0,56
N4 N32	401	90	1,86	0,38	0,27
N32 N31	149	125	9,99	1,05	0,71
N31 N33	190	110	2,54	0,35	0,10
N33 N34	437	90	3,22	0,65	0,73
N6 N32	560	200	15,31	0,63	0,62
N8 N33	565	90	1,95	0,40	0,43
N9 N34	467	160	15,04	0,96	1,42
N31 N30	400	110	2,67	0,36	0,36
N34 N29	251	200	25,74	1,06	0,72
N10 N27	510	90	1,94	0,39	0,25
N11 N25	365	110	3,89	0,53	0,37
N2 N20	540	125	13,74	1,44	4,44
N30 N22	600	200	25,66	1,05	1,99
N28 N23	719	160	18,82	1,21	3,61
N26 N24	682	125	5,41	0,57	1,17
N13 N15	776	110	28,21	1,16	0,79
N16 N24	315	90	7,05	1,43	0,80
N17 N23	552	125	7,06	0,74	1,67

Suite du tableau N° V-3 : les caractéristiques des tronçons (cas de pointe)

Nom	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	PdC linéaire (m.c.e)
N21 N18	600	90	3,77	0,77	1,98
N7 N35	695	90	4,5	0,91	2,67
N1 N19	790	90	2,12	0,43	0,91
R1 N15	352	315	86,57	1,43	0,89
R2 N29	208	315	106,98	1,77	1,29
R3 N3	147	315	74,74	1,24	0,42
R4 N7	472	315	61,92	1,02	0,97

➤ **Cas de pointe+ incendie :**

Tableau N° V-4 : les caractéristiques des tronçons (pointe+incendie)

Nom	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	PdC linéaire (m.c.e)
N1 N2	679	125	11,68	1,23	3,85
N2 N3	177	200	34,56	1,42	0,94
N3 N4	413	200	16,09	0,66	0,44
N4 N5	650	110	4,53	0,62	0,94
N5 N6	521	90	3,05	0,62	0,96
N6 N7	120	200	26,31	1,08	0,38
N7 N8	495	200	27,59	1,13	1,90
N8 N9	466	160	16,3	1,04	2,01
N9 N10	696	200	26,1	1,07	2,48
N10 N11	763	125	4,1	0,43	0,53
N11 N12	517	90	3,12	0,63	0,34
N12 N13	469	110	9,5	1,29	1,79
N13 N14	740	125	5,03	0,53	0,45
N14 N15	814	200	15,08	0,62	0,66
N15 N16	679	125	28,33	1,16	1,66
N16 N17	177	200	9,35	1,27	2,07
N17 N18	413	200	5,16	0,70	0,51
N18 N19	650	110	1,47	0,30	0,55
N19 N20	521	90	8,52	1,16	0,71
N20 N21	120	200	2,66	0,54	0,65
N21 N22	495	200	15,09	0,97	0,47
N22 N23	466	160	3,68	0,39	0,47
N23 N24	696	200	1,79	0,36	0,42
N3 N30	763	125	18,06	1,16	2,36

Suite du tableau N° V-4 : les caractéristiques des tronçons (pointe+incendie)

Nom	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	PdC linéaire (m.c.e)
N30 N29	517	90	18,45	1,18	4,91
N29 N28	469	110	60,27	1,58	1,24
N28 N27	740	125	32,77	1,34	2,38
N27 N26	814	200	19,86	0,81	0,94
N26 N25	361	125	5,9	0,62	1,12
N25 N13	547	110	29,62	1,22	0,96
N4 N32	401	90	2,08	0,42	0,33
N32 N31	149	125	10,39	1,09	0,80
N31 N33	190	110	3,23	0,44	0,17
N33 N34	437	90	3,07	0,62	0,56
N6 N32	560	200	15,49	0,64	0,66
N8 N33	565	90	1,47	0,30	0,26
N9 N34	467	160	20,35	1,30	2,46
N31 N30	400	110	2,37	0,32	0,33
N34 N29	251	200	30,89	1,27	1,00
N10 N27	510	90	4,4	0,89	1,85
N11 N25	365	110	6,42	0,87	0,82
N2 N20	540	125	13,85	1,45	4,53
N30 N22	600	200	25,97	1,07	2,02
N28 N23	719	160	18,85	1,21	3,50
N26 N24	682	125	4,71	0,49	0,95
N13 N15	776	110	29,62	1,22	1,96
N16 N24	315	90	7,25	1,47	1,03
N17 N23	552	125	6,96	0,73	1,60
N21 N18	600	90	3,75	0,76	1,95
N7 N35	695	90	4,5	0,91	2,67
N1 N19	790	90	2,17	0,44	0,95
R1 N15	352	315	88,5	1,46	0,98
R2 N29	208	315	115,8	1,91	1,45
R3 N3	147	315	75,7	1,25	0,43
R4 N7	472	315	66,88	1,11	1,13

Les résultats de simulation de l'heure de pointe et l'heure de pointe+incendie sont représentés dans l'annexe N° 3 figure 01 et figure 02 respectivement.

V.9 Calcul des pressions de service du réseau (au sol)

Pour que notre réseau soit réalisable, il faut qu'il assure la pression minimale en tous points de notre surface à alimenter.

En pratique la pression de service peut être assurée dans une fourchette de 10 à 40 mètres de colonne d'eau c'est-à-dire de 1 à 4 bars.

Connaissant les cotes des différentes extrémités des différents tronçons de notre réseau, ainsi que leurs pertes de charge, nous pouvons déterminer les pressions exercées au sol, telle que :

$$P_{Si} = C_{Pi} - C_{Ti}$$

Avec :

- P_{Si} = Pression au sol au point (i) ;
- C_{Pi} = Cote piézométrique au point (i) ;
- C_{Ti} = Cote terrain naturel au point (i) ;

Les résultats de calcul des pressions au sol des différents cas sont mentionnés dans le calcul du programme EPANET qui ce suit :

➤ Cas de pointe :

Tableau N° V-5 : Calcul des pressions de service (Cas de pointe)

Noeud	Cote sol (m)	Demande de base (l/s)	Cote piézométrique (m)	Charge ou hauteur d'eau (m)
N1	90,53	9,52	105,52	14,99
N2	90,7	9,05	113,69	22,99
N3	90	7	115,27	25,27
N4	89,84	9,49	114,38	24,54
N5	92,5	7,59	111,79	19,29
N6	90,8	7,78	114,69	23,89
N7	91,35	8,49	115,29	23,94
N8	91,3	9,89	113,22	21,92
N9	91,5	10,56	111,7	20,2
N10	95	12,76	110,26	15,26
N11	94,8	10,66	108,57	13,77
N12	94,4	6,39	109,97	15,57
N13	92,2	16,41	115,97	23,77
N14	92,5	10,07	119,23	26,73
N15	91	15,49	120,79	29,79
N16	91,47	11,76	115,85	24,38

Chapitre V : Réseau de distribution

Suite du tableau N° V-5 : Calcul des pressions de service (Cas de pointe)

Noeud	Cote sol (m)	Demande de base (l/s)	Cote piézométrique (m)	Charge ou hauteur d'eau (m)
N17	90,5	9,52	105,26	14,76
N18	89,53	9,05	102,75	13,22
N19	89,77	7	103,39	13,62
N20	89,8	9,49	104,89	15,09
N21	90,7	7,59	107,39	16,69
N22	90,23	7,78	108,37	18,14
N23	91,53	8,49	107,94	16,41
N24	92,5	9,89	108,27	15,77
N25	94,2	10,56	109,66	15,46
N26	94	12,76	110,32	16,32
N27	92,37	10,66	111,46	19,09
N28	91,2	6,39	114,23	23,03
N29	91,2	16,41	115,73	24,53
N30	90	10,07	111,5	21,5
N31	90,86	15,49	112,14	21,28
N32	90	11,76	113,5	23,5
N33	94	7,73	111,86	17,86
N34	90,5	7,49	114,41	23,91
N35	93	4,5	107,9	14,9
R1	117,23	-	123,23	6
R2	110,89	-	116,89	6
R3	109,87	-	115,87	6
R4	110,65	-	116,65	6

➤ **Cas de pointe+incendie :**

Tableau N° V-6 : Calcul des pressions de service (Cas de pointe+incendie)

Noeud	Cote sol (m)	Demande de base (l/s)	Cote piézométrique (m)	Charge ou hauteur d'eau (m)
N1	90,53	9,52	105,44	14,91
N2	90,7	9,05	113,66	22,96
N3	90	7	115,26	25,26
N4	89,84	9,49	114,34	24,5
N5	92,5	7,59	111,68	19,18
N6	90,8	7,78	114,43	23,63

Chapitre V : Réseau de distribution

Suite du tableau N° V-6 : Calcul des pressions de service (Cas de
pointe+incendie)

Nœud	Cote sol (m)	Demande de base (l/s)	Cote piézométrique (m)	Charge ou hauteur d'eau (m)
N7	91,35	8,49	115,09	23,74
N8	91,3	9,89	112,14	20,84
N9	91,5	10,56	109	17,5
N10	95	12,76	107,25	12,25
N11	94,8	10,66	107,11	12,31
N12	94,4	6,39	107,97	13,57
N13	92,2	16,41	115,3	23,1
N14	92,5	10,07	118,95	26,45
N15	91	15,49	120,56	29,56
N16	91,47	11,76	115,56	24,09
N17	90,5	9,52	104,94	14,44
N18	89,53	9,05	102,5	12,97
N19	89,77	7	103,21	13,44
N20	89,8	9,49	104,73	14,93
N21	90,7	7,59	107,11	16,41
N22	90,23	7,78	108,08	17,85
N23	91,53	8,49	107,56	16,03
N24	92,5	9,89	107,59	15,09
N25	94,2	10,56	107,92	13,72
N26	94	12,76	109,19	15,19
N27	92,37	10,66	110,45	18,08
N28	91,2	6,39	113,87	22,67
N29	91,2	16,41	115,55	24,35
N30	90	10,07	111,28	21,28
N31	90,86	15,49	111,8	20,94
N32	90	11,76	113,26	23,26
N33	94	7,73	111,38	17,38
N34	90,5	7,49	113,71	23,21
N35	93	4,5	107,69	14,69
R1	117,23	-	123,23	6
R2	110,89	-	116,89	6
R3	109,87	-	115,87	6
R4	110,65	-	116,65	6

COMMENTAIRE

La simulation du réseau à travers le logiciel EPANET, nous a permis de déterminer les différents diamètres susceptibles d'assurer un bon fonctionnement du réseau ; en assurant une pression minimale de 1 bar, et en restant en dessous de 4 bars, et une fourchette des vitesses comprise entre [0,3-2] m/s.

V.10 Équipement du réseau de distribution

Le long d'une canalisation, différents organes et accessoires sont installés pour :

- Assurer un bon écoulement ;
- Régulariser les pressions et mesurer les débits ;
- Protéger les canalisations ;
- Changer la direction ;
- Raccorder deux conduites ;
- Changer le diamètre ;
- Soutirer les débits.

1. Robinets vannes

Ils sont placés au niveau de chaque nœud, et permettent l'isolement des différents tronçons du réseau lors d'une réparation sur l'un d'entre eux. Ils permettent aussi le réglage des débits

2. Bouches ou poteau d'incendie

Les bouches ou les poteaux d'incendie doivent être raccordés sur les conduites capables d'assurer un débit minimum 17(l/s) avec une pression de 10 m (1 bar).

Ces derniers seront installés en bordure des trottoirs espacés de 50 à 200 m et répartis suivant l'importance des risques imprévus.

3. Clapets

Les clapets ont un rôle d'empêcher l'eau en sens contraire de l'écoulement prévu.

4. Ventouses

Les ventouses sont des organes qui sont placés aux points le plus hauts du réseau pour réduire la formation du vide dans les installations hydraulique. Elles permettent de chasser et pénétrer l'air dans la conduite ainsi que la limitation de la dépression.

5. Robinets de vidange

Ce sont des robinets placés aux points les plus bas du réseau de distribution pour permettre la vidange de la conduite. Ces robinets seront posés à l'intérieur d'un regard en maçonnerie.

6. Bouche d'arrosage

Ce sont des bouches situées aux alentours des jardins.

7. pièces spéciales de raccord

- **Les Tés** : ils utilisés au niveau d'un réseau pour soutirer ou ajouter un débit.
- **Les coudes** : ils sont utilisés pour le changement de direction.
- **Les cônes**: ils sont utilisés pour raccorder deux conduites de diamètres différents.
- **Les croix de jonction**: ils sont utilisés au niveau des nœuds pour le croisement des deux conduites perpendiculaires.
- **Les manchons** : ce sont des morceaux de 25 à 50 cm, qui sont utilisés pour le raccordement des accessoires et appareillages.

8. Les compteurs

Le réseau de distribution nécessite l'emplacement des compteurs qui seront installés en des points adéquats, et servent à l'évaluation du rendement du réseau de distribution et le contrôle de la consommation.

Conclusion

Dans ce chapitre, on a dimensionné notre réseau de distribution à l'aide de logiciel EPANET en déterminant les diamètres des tronçons et en vérifiant les vitesses et les pressions au niveau des tronçons et nœuds. On a trouvé une gamme de 90mm à 315mm avec une vitesse comprise entre [0,3-2] m/s et une pression au dessus de 1 bar.

On a présenté aussi les différents accessoires indispensables pour un bon fonctionnement du système d'alimentation.

∞ Chapitre VI ∞

Protection des conduites contre le coup de bélier

Introduction

Les conduites d'adduction sont soumises au phénomène du coup de bélier dont la brutalité est susceptible d'entraîner la rupture des tuyaux.

Il est donc de toute première importance d'étudier les moyens propres à limiter ses effets, notamment pour résister à une pression intérieure donnée.

VI.1 Protection des conduites contre le coup de bélier

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

VI.1.1 Les causes du coup de bélier

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

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

VI.1.2 Les conséquences du coup de bélier

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

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

a) Cas de la surpression

C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par une pression importante se produisant à la suite d'une fermeture instantanée ou rapide d'une vanne de sectionnement ou

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

b) Cas de dépression

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

c) Fatigue de la canalisation

En régime transitoire les alternances des surpressions et dépressions qui sont une conséquence inévitable du phénomène provoquent la fatigue du matériau de la canalisation même si leur amplitude est faible. [6]

VI.1.3 Description physique du phénomène

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

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

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

Phase 02 : Par suite de son élasticité la conduite reprend son diamètre primitif et cela de proche en proche. L'eau revient alors dans la conduite et au bout d'un nouveau temps $\frac{L}{a}$ c'est-à-dire à $\frac{2L}{a}$ depuis l'origine du phénomène toute l'eau est redescendue mais va se trouver arrêtée par le clapet de la pompe qui entre temps s'est fermé.

Chapitre : Protection des conduites contre le coup de bélier

Phase03 : En raison de cet arrêt la première tranche en contact avec le clapet va se trouver comprimée entraînant une dilatation de la conduite .Au bout d'un nouveau temps $\frac{L}{a}$ c'est-à-dire à $\frac{3L}{a}$ depuis l'origine toute la conduite sera dilatée avec une eau sur pressée immobile.

Phase 04: Grâce à l'élasticité de la conduite celle-ci agissant à la manière d'un ressort reprend de proche en proche à partir du réservoir et en allant vers la pompe, son diamètre primitif. Les tranches d'eau successives reprenant leurs dimensions premières au bout d'un nouveau temps $\frac{L}{a}$ c'est-à-dire à $\frac{4L}{a}$ depuis l'origine nous nous retrouvons dans la même situation qu'au moment de l'arrêt brusque de la pompe.

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

VI.1.4 Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier

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

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

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

C : célérité d'onde (m/s) ;

D : diamètre de la conduite (mm) ;

e : épaisseur de la conduite (mm) ;

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

VI.1.5 Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier

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

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

Chapitre : Protection des conduites contre le coup de bélier

Ce dispositif est le plus simple et protégera les installations aussi bien contre les surpressions que contre les dépressions. [6]

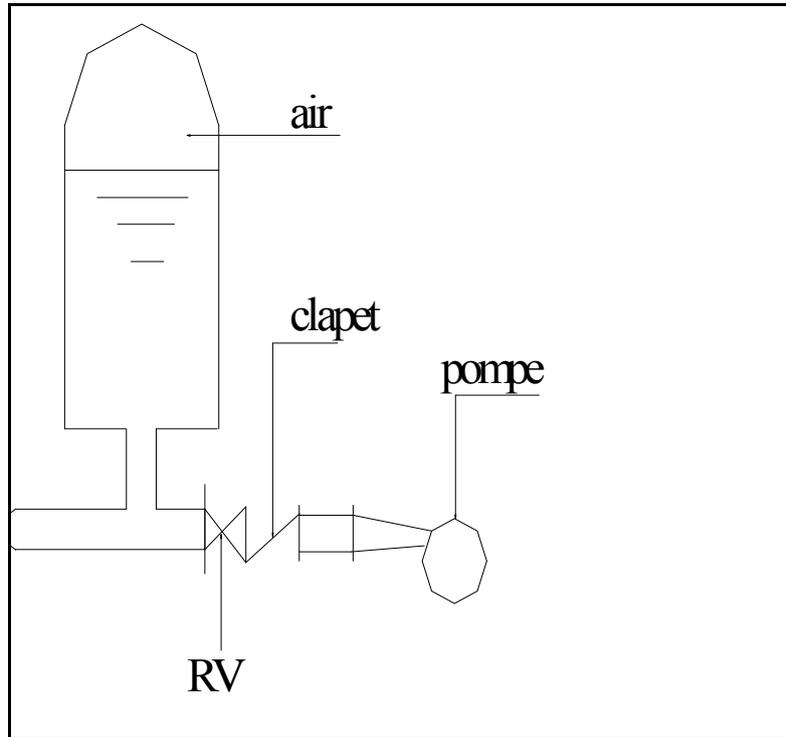


Figure VI-1 : Principe de disposition du réservoir d'air anti bélier

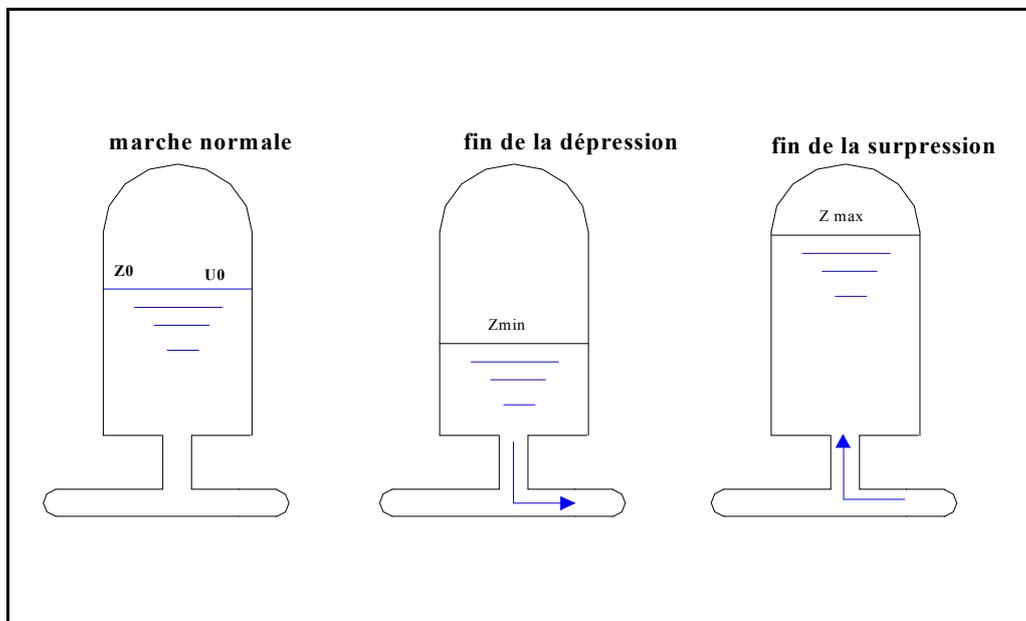


Figure VI-2 : Variation du volume d'aire au cours des phases de fonctionnement du réservoir

b) Cheminée d'équilibre : A la place d'un réservoir d'air sous pression, il peut être établi, à la station de pompage, un réservoir à l'air libre appelé cheminée d'équilibre. Cette cheminée jouera le même rôle que ce premier mais, dans le cas de hauteur de refoulement même moyenne, on arrive rapidement à des ouvrages d'art de hauteurs importantes. [6]

c) Soupape de décharge : C'est appareils font intervenir un organe mécanique, un ressort à boudin ordinairement, qui, par sa compression, obture, en exploitation normale, un orifice placé sur la conduite au point à protéger, c'est-à-dire où la surpression à craindre est maximale et libère, le cas échéant, le débit de retour de conduite correspondant à la valeur de la surpression admissible. Il y a lieu de prévoir l'évacuation vers l'extérieur, de l'eau ainsi libérée. [6]

d) Volant d'inertie : calé sur l'arbre du groupe, il constitue un moyen assurant l'alimentation de veine liquide, malgré l'arrêt du moteur actionnant la pompe grâce à l'énergie qu'il accumule pendant la marche normale. Le volant la restitue au moment de la disjonction et permet ainsi d'allonger le temps d'arrêt de l'ensemble, donc de diminuer l'intensité du coup de bélier. Au démarrage, le groupe électropompe, avec le volant d'inertie, consomme plus d'énergie. [6]

Remarque

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

VI.2 Méthodes de calcul des réservoirs d'air

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

Dans notre cas, on a utilisé la méthode de **PEUTCH et MEUNIER** :

➤ Principe de la méthode

Afin de déterminer le volume du réservoir d'air U_0 , on doit utiliser les abaques de PEUTCH et MEUNIER qui ont les trois nombres adimensionnels suivants :

$$K = \frac{H_{abs} - H_0}{H_0} : \text{qui caractérise les pertes de charge,}$$

$$A = \frac{CV_0}{gH_0} : \text{qui caractérise la conduite de refoulement,}$$

Chapitre : Protection des conduites contre le coup de bélier

$$B = \frac{V_0^2}{gH_{abs}} \frac{LS}{U_0} : \text{qui caractérise le volume d'air du réservoir anti-bélier.}$$

Avec :

C : La célérité d'onde de coup de bélier,

V_0 : La vitesse de l'écoulement en régime permanent,

H_0 : La pression statique absolue, $H_0 = H_g + 10$

H_{abs} : La pression de service absolue, $H_{abs} = H_g + 10 + \Delta h$

Δh : Les pertes de charge,

L : La longueur de la conduite,

S : La section de la conduite.

La méthode se résume dans les étapes suivantes :

- Calculer la célérité d'onde C et la vitesse de l'écoulement en régime permanent V_0 .
- Calculer les paramètres A et K,
- Tracer le profil en long de la conduite de refoulement, comme suite :

Tableau N°VII.2 : Profil en long général de la conduite.

Z (m)	Z_0	Z_1	Z_2	Z_3	Z_4
X	0	X_1	X_2	X_3	X_4
$\frac{\Delta Z + 10}{H_g + 10}$	$\frac{Z_0 - Z_0 + 10}{H_g + 10}$	$\frac{Z_1 - Z_0 + 10}{H_g + 10}$	$\frac{Z_2 - Z_0 + 10}{H_g + 10}$	$\frac{Z_3 - Z_0 + 10}{H_g + 10}$	$\frac{Z_4 - Z_0 + 10}{H_g + 10}$
$\frac{X}{L}$	$\frac{X}{L} = 0$	$\frac{X_1}{L}$	$\frac{X_2}{L}$	$\frac{X_3}{L}$	$\frac{X_4}{L}$

Avec :

Z : La pression totale,

$\frac{X}{L}$: Le rapport entre les abscisses de différents points et la longueur totale.

Chapitre : Protection des conduites contre le coup de bélier

Dans les abaques, les courbes de dépression sont en fonction de P_{\min}/H_0 et X/L .

- Ayant calculé K et A , nous superposons la famille de courbes B au profil en long. Nous choisirons la courbe qui laisse au moins une sécurité de 3m de pression absolue au-dessus du point le plus défavorable du profil ; la valeur de B permet de calculer U_0 .

- Calculer U_0 ,
$$U_0 = \frac{V_0^2}{gH_{abs}} \frac{LS}{B}$$

- Déterminer le volume d'air maximum qui correspond à la pression minimale P_{\min} , cette dernière est tirée de l'abaque par l'intersection de la courbe B et l'axe des ordonnées P_{\min}/H_0 ,

$$U_{\max} = U_0 \left(\frac{H_{abs}}{P_{\min}} \right)^{1,2} \quad (\text{VI.2})$$

Ce volume est majoré de 20 à 30%, pour assurer un certain volume d'eau dans le réservoir. Le volume réel du réservoir d'air anti bélier sera donc :

$$U_{\text{réel}} = (1,2 \text{ à } 1,3) U_{\max} \quad (\text{VI.3})$$

VI.3 Dimensionnement des réservoirs d'air

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

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{KD}{Ee}}} (m/s) \quad (\text{VI.4})$$

Où :

- D : diamètre de la conduite de refoulement en (m).
- e : épaisseur du tuyau en (m) ;
- E : Module d'élasticité de la conduite ; $E = 1,2 \cdot 10^9$ (PEHD)
- ρ : La masse volumique de l'eau ; $\rho = 1000 \text{ kg/m}^3$
- K : Coefficient de compressibilité de l'eau ; $k = 2,16 \cdot 10^9$ à 20° c .

Puisque le diamètre de refoulement est le même pour les quatre conduite, la célérité d'onde est de :

Chapitre : Protection des conduites contre le coup de bélier

$$C = \frac{\sqrt{\frac{2,16 * 10^9}{10^3}}}{\sqrt{1 + \frac{2,16 * 10^9 * 0,25}{1,2 * 10^9 * 0,0148}}} = 262,26 \text{ m/s}$$

$$C = 262,26 \text{ m/s}$$

Tableau VI.1: Les caractéristiques des différentes conduites de refoulement

Refoulement	Type de matériau	S (m ²)	V (m/S)	L (m)	Hg (m)	HMT (m)
ST01-R1	PEHD	0,049	1,62	415	31,69	35,86
ST01-R2	PEHD	0,049	1,62	2464	25,35	25,35
ST02-R3	PEHD	0,049	1,62	443	26,25	26,25
ST03-R4	PEHD	0,049	1,62	1847	28,03	28,03

VI.3.1. Calcul des capacités des différents réservoirs d'air

Le tableau suivant représente les résultats de calcul des différents réservoirs d'air pour nos adductions :

Tableau VI.2: Calcul de volume des différents réservoirs d'air

Refoulement	H ₀ (m)	H _{abs} (m)	V ₀ (m/s)	g (m/s ²)	A	K	B	P _{min} /H ₀	U ₀ (m ³)	U _{max} (m ³)	V (l)
ST01-R1	41,69	45,86	1,62	9,81	1	0,1	2	0,3	0,06	0,17	200
ST01-R2	35,35	59,05	1,62	9,81	1	0,4	2	0,37	0,29	1,02	1200
ST02-R3	36,25	71,60	1,62	9,81	1	0,1	2	0,3	0,07	0,21	250
ST03-R4	38,03	55,79	1,62	9,81	1	0,4	2	0,37	0,22	0,69	800

Conclusion :

A travers ce chapitre nous avons vu comment évoluer un régime transitoire après une rupture d'une pompe ainsi que la description physique du phénomène du coup de bélier.

Afin de protéger la conduite de refoulement contre le phénomène du coup de bélier, on prévoit l'installation, juste à la sortie de la station de pompage, un réservoir d'air pour chaque adduction.

œ Chapitre VII œ

Organisation de chantier et sécurité de travail

Introduction

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

VII.1 Exécution des travaux

Les principales étapes à exécuter pour la pose des canalisations sont :

- Vérification, manutention des conduites
- Décapage de la couche du goudron (si elle existe)
- Emplacement des jalons des piquets
- Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards
- Aménagement du lit de pose
- La mise en place des canalisations en tranchée
- Assemblage des tuyaux
- Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et les joints
- Remblai des tranchées

VII.1.1 Vérification, manutention des canalisations

Les produits préfabriqués font l'objet sur chantier de vérification portant sur :

- Les quantités
- L'aspect et le contrôle de l'intégrité
- Le marquage en cas de défaut

VII.1.2 Décapage de la couche de terre végétale ou goudron

Avant d'entamer l'excavation des tranchées, on doit tout d'abord commencer par l'opération de décapage des terres végétales sur des faibles profondeurs, le volume de la couche à décaper est :

$$V = B.h.L \text{ (m}^3\text{)}$$

Avec :

- B : largeur de la couche végétale (m)
- h : hauteur de la couche (h=0.1m)
- L : longueur totale des tranchées (m)

VII.1.3 Excavation 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.

La largeur 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.

L'excavation des tranchées s'effectue par tronçon successive en commençant par les points hauts pour assurer s'il y lieu l'écoulement naturel des eaux d'infiltrations.

Donc l'excavation nécessite la détermination de plusieurs paramètres tels que :

La profondeur de la tranchée (H_{tr}).

La largeur de la tranchée (b).

a) La profondeur (H_{tr})

La profondeur de la tranchée dépend du diamètre de la conduite .Elle est donnée par la relation suivante :

$$H_{tr} = D + h + h_1$$

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

D : diamètre de la conduite (m).

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

On prend : $h=1$ m.

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

D'où : $H_{tr} = 1,15 + D$. (m).

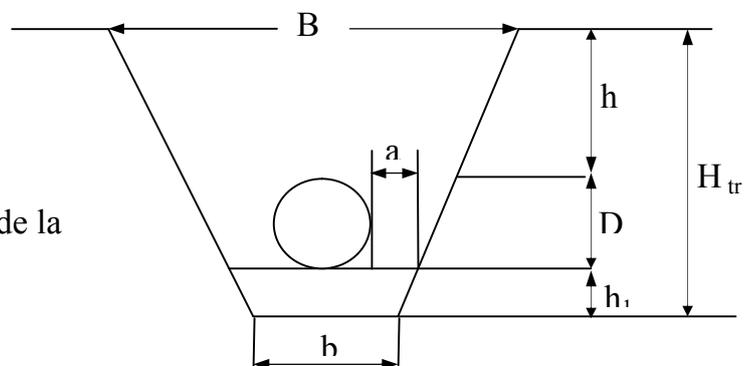


Figure VII-1 : Section type d'une tranchée

b) Largeur de la tranchée

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

$$b = D + 2a.$$

Avec :

- b : largeur de la tranchée (m).
- D : diamètre de la conduite (m).
- a : distance entre la génératrice latérale et la base du talus (30 cm).

c) Choix du coefficient du talus

Pour garder la stabilité du talus de la tranchée durant les travaux de pose des conduites on définit le coefficient du talus qui est en fonction de la profondeur de la tranchée et de la nature du sol.

Tableau VII-2 : choix de coefficient du talus

sols	profondeur de la tranchée	
	jusqu'à 1.5 m	jusqu'à 3m
sable	$m=0,5$	$m=1$
limon sableux	$m=0,25$	$m=0,67$
limon argileux	$m=0$	$m=0,5$

Dans notre cas le sol est sableux d'où le coefficient de talus $m = 0,5$

VII.1.4 Aménagement du lit de sable

Le fond de la tranchée est, normalement, arasé avec une couche du sable de 15cm d'épaisseur.

Le lit de pose doit être constitué de sable contenant au moins 12% de particules inférieures à 0,1mm

Si le terrain est instable, des travaux spéciaux se révèlent nécessaire :

Exécution d'un béton de propreté, de berceaux ou même de dalles de répétition.

VII.1.5 Pose de canalisation

La canalisation est posée dans une tranchée ayant une largeur minimale de 60 cm.. Le fond de la tranchée est recouvert d'un lit de sable d'une épaisseur de 10 à 15 cm convenablement nivelé. Avant la mise en fouille, on possède à un triage de conduite de façon à écarter celle qui en subies des chocs, des fissures, ..., après cela on pratique la décente en lit soit manuellement soit mécaniquement d'une façon lente. Dans le cas d'un soudage de joints, cette opération doit être faite de préférence en fond de tranchée en calant la canalisation soit avec des butés de terre soit avec des tronçons de madriers en bois disposés dans le sens de la longueur de la tranchée.

VII.1.6 Essai sur la canalisation en place

Après la pose de la conduite et avant remblaiement de la tranchée il faut effectuer par tronçon des essais à la pression d'épreuve. La conduite est alors remplie d'eau pour l'éprouver à la pression.

- La pression d'essai sera égale à la pression à laquelle sera soumise réellement la conduite (+50%)
- La durée d'essai est d'au moins 30 min
- La variation de pression devra être supérieure à 0.2 bar

VII.1.7 L'épreuve des joints et canalisations principales

Dans le but de s'assurer l'étanchéité des joints en essai à la poussée hydraulique est effectué sur la canalisation quand elle est mise en place pour y procéder, l'aval de la canalisation est clôturé par une plaque d'extrémité sur laquelle une pompe est branchée. Quand les joints sont d'un type tel qu'ils cessent d'être visibles sous un revêtement ne permettant plus d'avoir les fuites, un premier essai est fait avant l'application du lit de revêtement cet essai peut avoir lieu à l'air sous une pression de 6 bars.

VII.1.8 Remblaiement des tranchées

Jusqu'à la hauteur du diamètre horizontal pour les tuyaux circulaires, le matériau de remblai doit être poussé sous les flancs de la canalisation.

Au dessus de l'assise et après les essais, le remblaiement et le damage doivent être poursuivis par couches successives jusqu'à une hauteur de 0.10m, au-dessus de la génératrice supérieure de l'assemblage.

L'exécution de l'assis et de l'enrobage doit être effectuée avec des matériaux purgés des éléments supérieurs à 30mm.

La seconde fraction du remblai peut être effectuée à l'aide d'engins mécaniques étant précisé que cette terre, qui doit être ré pondue par couches successives et légèrement damée, ne doit contenir ni blocs de roche, ni débris végétaux ou animaux.

Le volume du remblai est donné par la formule suivante

$$V_r = V_d - [V_{cdt} + V_{cv} + V_{ls}]$$

Avec :

- V_r : Volume du remblai en (m³).
- V_d : Volume du déblai en (m³)
- V_{cdt} : Volume occupée par la conduite

- V_{cv} : Volume de la couche végétale
- V_{ls} : Volume du lit de sable

VII.1.9 Volume excédentaire

Le volume excédentaire se calcule comme suit :

$$V_{exc} = V_f - V_r$$

Avec :

- V_{exc} : Volume du sol excédentaire en (m³).
- V_f : Volume du sol foisonné en (m³), tel que :

$$V_f = V_d \cdot K_f$$

Avec :

- V_d : Volume du déblai en (m³)
- K_f : Coefficient de foisonnement dépend de la nature de sol pour notre cas on a : $K_f = 1,17$

Tableau VII-3 : Coefficient de foisonnement

Type de sol	K_f
sable, matériaux fins	1,08-1,17
Limon argileux	1,14-1,28
Argileux	1,25-1,3

VII.2 Choix des engins

VII.2.1 L'engin Pour l'excavation des tranchées

On utilise une pelle équipée en rétro.

Les pelles sont des engins de terrassement conviennent à tous les types de terrains. Ce sont des engins dont le rôle est l'exécution des déblais et leur chargement. Ils sont de type à fonctionnement discontinu, c'est à dire que le cycle de travail comprend les temps suivants :

- ✓ Temps de fouille ;
- ✓ Temps de transport ;
- ✓ Temps de déchargement ;
- ✓ Temps de remise en position de déblais.

Ce sont des engins très répandus et utilisés à grande échelle grâce à leur bon rendement et à la qualité du travail qu'ils peuvent fournir.



Figure VII.2: Pelle équipée en rétro

VII.2.2 L'engin Pour le remblaiement des tranchées

Pour les grands travaux de ce type, l'engin qui convient c'est le chargeur.

Les chargeurs : ce sont des tracteur sur les quels monte à l'avant deux bras articulés, actionnés par des vérins et porte un godet.

Si les travaux ne sont pas très importants, on utilise le rétro chargeur.



Figure VII.3 : Chargeur

VII.3 Calcul du volume de terrassements

VII.3.1 Décapage de la couche végétale ou la couche du goudron

Le volume de la couche à décaper est :

$$V = B \cdot h_{\text{dec}} \cdot L \text{ (m}^3\text{)}$$

Avec :

- B : largeur de la couche végétale (m)
- h_{dec} : hauteur de la couche ($h=0.1\text{m}$)
- L : longueur totale des tranchées (m)

Tableau VIII-3 : calcul du volume de la couche végétale ou le goudron pour le réseau

Diamètre (m)	Longueur de la conduite (m)	b (m)	m	H_{tr} (m)	B (m)	h_{dec} (m)	Volume de la couche végétale (m ³)
90	7272	0,7	0,5	1,24	1,93	0,1	1403,50
110	4687	0,7	0,5	1,26	1,97	0,1	923,34
125	4811	0,7	0,5	1,28	2,00	0,1	962,20
160	2814	0,8	0,5	1,31	2,07	0,1	582,50
200	5730	0,8	0,5	1,35	2,15	0,1	1231,95
250	5369	0,9	0,5	1,40	2,25	0,1	1208,03
315	1179	0,9	0,5	1,47	2,38	0,1	280,60
Totale							6592,11

Donc le volume total de la couche végétale : $V_s=6592,11 \text{ m}^3$

VII.3.2 Calcul du volume de déblai :

Notre tranchée est de forme trapézoïdale, donc le volume de chaque tranchée est donné par la formule :

$$V = [H_{\text{tr}} * (\frac{b+B}{2})] * L$$

Avec :

- B : base supérieure du tranchée (m) ;
- b : base inférieure du tranchée (m) ;
- H_{tr} : Profondeur de la tranchée (m) ;
- L : Longueur de la conduite (m).

Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau VII-4 :

Tableau VII-4 : calcul du volume de déblai pour le réseau

Diamètre (m)	Longueur de la conduite (m)	b (m)	m	H _{tr} (m)	B (m)	S (m ²)	Volume de déblai (m ³)
90	7272	0,7	0,5	1,24	1,93	1,62	11812,64
110	4687	0,7	0,5	1,26	1,97	1,69	7913,53
125	4811	0,7	0,5	1,28	2,00	1,74	8357,61
160	2814	0,8	0,5	1,31	2,07	1,85	5216,17
200	5730	0,8	0,5	1,35	2,15	1,99	11409,86
250	5369	0,9	0,5	1,40	2,25	2,17	11650,73
315	1179	0,9	0,5	1,47	2,38	2,41	2845,62
Totale							59206,15

Donc le volume total de déblai : **Vd=59206,15 m³**

VII.3.3 Calcul du volume de sable :

Ce lit correspond a une couche de sable de 15 cm sur le fond de la tranché, donc c'est une surface constante le long de la tranché.

$$V = [h * (\frac{b + B'}{2})] * L$$

- B : base supérieure du trapèze qui corresponde a une hauteur de 15cm (m) ;
- b : base inférieure du tranchée (m) ;
- h : Hauteur du lit de sable (m) ;
- L : Longueur de la conduite (m).

Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau VII-5

Tableau VII-5 : Calcul du volume de sable pour le réseau

Diamètre (m)	Longueur de la conduite (m)	b (m)	m	H _{tr} (m)	B' (m)	h (m ²)	Volume de sable (m ³)
90	7272	0,7	0,5	1,24	0,84	0,15	916,27
110	4687	0,7	0,5	1,26	0,86	0,15	604,62
125	4811	0,7	0,5	1,28	0,88	0,15	631,44
160	2814	0,8	0,5	1,31	0,91	0,15	384,11
200	5730	0,8	0,5	1,35	0,95	0,15	816,53
250	5369	0,9	0,5	1,40	1,00	0,15	805,35
315	1179	0,9	0,5	1,47	1,07	0,15	188,35
Totale							4346,67

Chapitre VII: Organisation de chantier et sécurité de travail

Donc le volume total du lit de sable : $V_s=4346,67\text{m}^3$

VII.3.4 Calcul du volume de remblai :

Ce volume est déduit a partir du volume du déblai est le volume qu'occupe la conduite et le volume occuper par lit de sable :

$$V_r = V_d - (V + V_s)$$

Avec :

- V_r : Volume du remblai (m^3) ;
- V_d : Volume du déblai (m^3) ;
- V_s : Volume du sable (m^3)
- V : Volume occuper par la conduite (m^3) ; $V = L * \frac{\pi * \theta^2}{4}$

L : Longueur de la conduite

θ : Diamètre de la conduite.

Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau VII-6 :

Tableau VII-6: calcul du volume de remblai pour le réseau

Diamètre (mm)	$V_{\text{Déblai}} (\text{m}^3)$	$V_{\text{Sable}} (\text{m}^3)$	$V_{\text{Conduite}} (\text{m}^3)$	$V_{\text{Remblai}} (\text{m}^3)$
90	11812,64	916,27	46,24	10850,13
110	7913,53	604,62	44,52	7264,39
125	8357,61	631,44	59,01	7667,16
160	5216,17	384,11	56,55	4775,51
200	11409,86	816,53	179,92	10413,42
250	11650,73	805,35	263,42	10581,96
315	2845,62	188,35	91,83	2565,44
Totale				54118,00

Donc le volume total du remblai : $V_r=54118 \text{ m}^3$

VII.3.5 Calcul de volume excédentaire :

Le volume excédentaire est donné par la formule suivante :

$$V_{\text{exc}} = V_f - V_r$$

Avec :

- V_{exc} : Volume du sol excédentaire en (m^3).
- V_f : Volume du sol foisonné en (m^3), tel que : $V_f = V_d \cdot K_f$
- V_d : Volume du déblai en (m^3)

- K_f : Coefficient de foisonnement dépend de la nature de sol pour notre cas on a : $K_f = 1,1$.

Tableau VII-7: calcul du volume excédentaire pour le réseau

Diamètre (mm)	V _{Déblai} (m ³)	V _{Sol foisonné} (m ³)	V _{Remblai} (m ³)	V _{Excédentaire} (m ³)
90	11812,64	12993,90	10850,13	2143,77
110	7913,53	8704,88	7264,39	1440,50
125	8357,61	9193,37	7667,16	1526,21
160	5216,17	5737,79	4775,51	962,28
200	11409,86	12550,85	10413,42	2137,43
250	11650,73	12815,80	10581,96	2233,84
315	2845,62	3130,18	2565,44	564,74
Totale				11008,78

Donc le volume total excédentaire : **V_{exc}=11008.78 m³**

VII.4 Planification des travaux

Les principales opérations à exécuter sont :

- A. Décapage de la couche de goudron (si elle existe) ou celle de la végétation.
- B. Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards.
- C. Aménagement du lit de pose.
- D. La mise en place des canalisations en tranchée.
- E. Assemblage des tuyaux.
- F. Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et les joints.
- G. Remblai des tranchées.
- H. Travaux de finition.

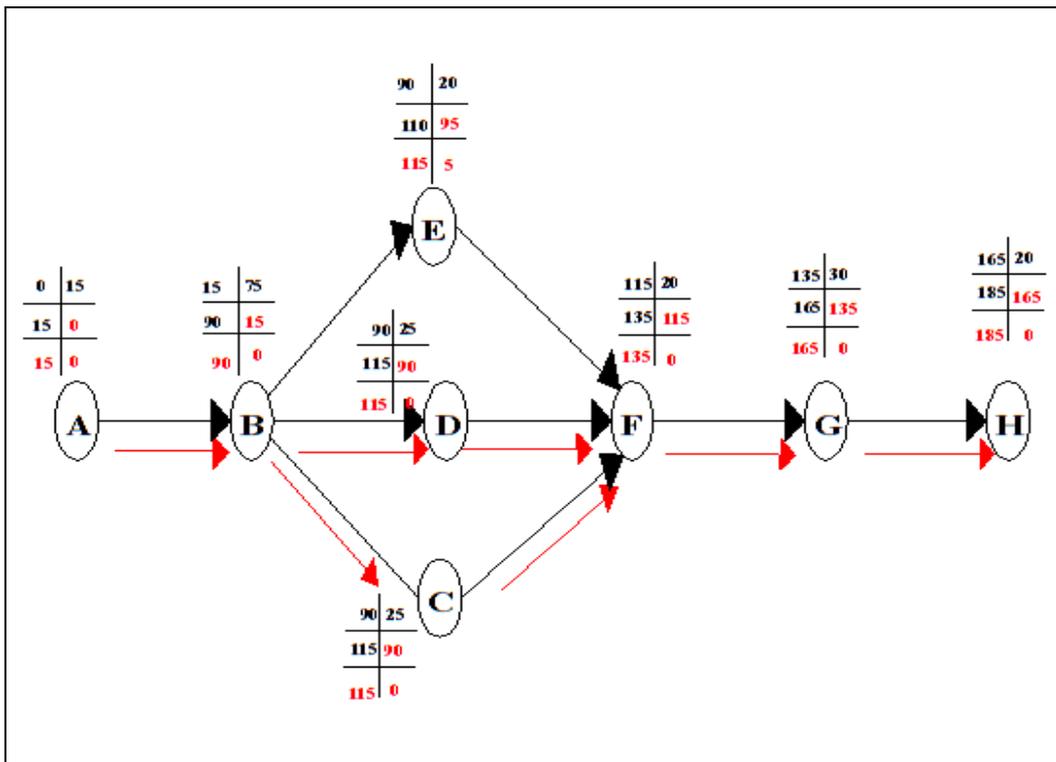


Figure VII.4 : Réseau à nœuds

Tableau VII.8 : détermination de chemin critique.

OPERATION	TR	DP	DFP	DPP	DFPP	MT
A	15	0	15	0	15	0
B	75	15	90	15	90	0
C	25	90	115	90	115	0
D	25	90	115	90	115	0
E	20	90	110	95	115	5
F	20	115	135	115	135	0
G	30	135	165	135	165	0
H	20	165	185	165	185	0

Avec :

- TR: temps de réalisation.
- DP : date de commencement au plus tôt.
- DFP : date de finissement au plus tôt.
- DPP: date de commencement au plus tard
- DFPP : date de finissement au plus tard
- MT : marge totale.

➤ Le chemin critique

A-B-C-F-G-H $\sum TR = 185$ jours

A-B-C-D-G-H

VII.5 Protection et sécurité de travail

Les accidents du travail et les problèmes qui en découlent ont une grande importance sur les plans financiers ; production et surtout humain. C'est la raison pour la quelle un certain nombre de dispositions est pris afin de permettre aux travailleurs d'exercer leur profession dans les bonnes conditions.

L'objectif sera donc de diminuer la fréquence et la gravité des accidents dans l'entreprise en mettant à la disposition des chantiers, un certain nombre de dispositifs de consigne et de règlements qui sont incotés stablement appliquées.

VII.5.1 Analyse des actions et conditions dangereuses

Les enquêtes effectuées après tous les accidents montrent que ces derniers sont dus à plusieurs causes qui engendrent plusieurs facteurs classés en deux catégories.

a. Facteur matériel

Les causes d'accidents d'origine matériel proviennent de :

- ✓ la profession en général et du poste de travail en particulier.
- ✓ La nature et la forme des matériaux mis en œuvre.
- ✓ Des outils et machines utilisés : implantation et entretient.
- ✓ L'exécution du travail : l'éclairage et conditions climatiques.
- ✓ Conditions d'hygiène et de sécurité : ventilation, protection....etc. [7]

b. Facteur humain

Les conditions d'origine humaine sont :

- ✓ Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement.
- ✓ Agir sans prévenir ou sans autorisation.
- ✓ Ne pas avoir utiliser l'équipement de protection individuelle.
- ✓ Imprudence durant les opérations de stockage et manutention.
- ✓ Adapté une position peu sure.
- ✓ Suivre un rythme de travail inadapté.
- ✓ Travailler dans une altitude inappropriée. [7]

VII.5.2 Mesure préventives pour éviter les causes des accidents

VII.5.2.1 protection collective

a-Engin de levage

La grue, pipelayers et d'autres engins par leurs précisions et possibilités de manutention variées constituent le poste de travail ou la sécurité n'admet pas moindre négligence alors le technicien responsable veillera à :

- ✓ Affecter des personnels compétents.
- ✓ Remblayer le plus rapidement possible les pentes de talus, des fouilles longeant la voie, dès que l'ouvrage sort de la terre.
- ✓ 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.

b- Equipement de mise en œuvre du béton

Pour cet équipement vu son rôle important, le responsable en ce poste doit mettre en évidence les points suivants :

- ✓ Orientation rationnelle de la bétonnière.
- ✓ Implantation sérieuse et précise de tout équipements (silo, goulettes...etc.)
- ✓ Affectation rigoureuse du personnel aux commandes des points clés d'une installation moderne.
- ✓ Application stricte des règlements de sécurité.

c- Appareillages électriques

Pour limiter, si non éviter les risques des appareils électriques, il faut absolument proscrire le bricolage, car une ligne ou une installation électrique ne doivent être que par des électriciens qualifiés.

VII.5.2.2 Autres protections

- ✓ Toute tranchée creusée en agglomération ou sur route sera protégée par une clôture visiblement signalée de jour comme de nuit (chutes de personnes et d'engins).
- ✓ Eliminer les surcharges en bordures des fouilles.
- ✓ Les travailleurs œuvrent à la pioche ou à la pelle sont tenus à laisser une distance suffisante entre eux.

VII.5.2.3 Protection individuelle

Les dispositifs de protection individuelle (casque, gant, chaussures, lunettes protectrices,...etc.) sont indispensables pour la protection contre les dangers pendant l'exercice de certaines professions.

Conclusion

Dans ce chapitre on a calculé le volume total des travaux pour faire estimer le temps de réalisation du projet qui est de 185 jours.

La planification des travaux et les mesures de protection et de sécurité sont nécessaires pour une bonne exécution des travaux de réalisation du projet.

CONCLUSION GENERALE

Au cours de ce présent travail, nous pensons avoir cerné les différentes phases de réalisation d'un projet de distribution d'eau potable, ceci dans le but d'atteindre certains objectifs à savoir:

- L'alimentation en eau potable répondant aux besoins de la population.
- La répartition rationnelle de l'eau et son acheminement vers la région concernée.

Dans notre étude, on a fait une analyse sur le site de la région d'étude, et d'après l'évolution de la ville, on a déterminé les besoins pour l'horizon 2047 dont la population de toute la zone d'étude atteindra 75372 habitants.

Suite à l'évaluation des besoins en eau potable de notre agglomération, nous avons constaté que la capacité du réservoir existant ne suffira pas d'où la nécessité de projection d'autres réservoirs.

Vu que la ville de Djamaa s'est bénéficié de deux stations de déminéralisation, on a étudié l'adduction a partir de ces deux dernières vers les quatre réservoirs.

Pour cette agglomération plus ou moins structurée au point de vue plan de masse, le réseau adopté est de type maillé. Les résultats de dimensionnement obtenus montrent que les diamètres des tronçons formant les mailles transitent des débits répondant au concept des débits limites et vitesses limites et les pressions ainsi déduites au niveau des nœuds sont dans la fourchette acceptable.

Afin de protéger les conduites de refoulement contre le coup de bélier, nous avons projeté des réservoirs d'air.

Cette étude nous a permis de mettre en pratique, toutes les connaissances que nous avons acquis dans tous les domaines de l'hydraulique durant notre cycle de formation.

Je souhaite que ce modeste travail puisse servir comme référence pour les projets d'alimentation en eau potable.

Références Bibliographiques

[1] : **Dr BOUALEM SALAH** : ENSH 1993 Cours D'alimentation En Eau Potable .

[2] : **BONNIN J** : Editions Eyrolles par 1986 (Hydraulique urbaine appliquée en agglomération de petite et moyenne Importance)

[3] : **Mr.AIALOU SAID**, mémoire de fin d'étude : étude de l'adduction a partir d'un piquage pour l'alimentation en eau potable de sept communes de la wilaya de BOUMERDAS, page 43,44.

[4] **Mme.MOKRANE** : cours de PSP 5^{eme} année ENSH 2017

[5] **Dupont** : Hydraulique urbaine (Tome II) Editions Eyrolles paris 1979

[6] **M.MEUNIER** « Les coup de bélier et la protection des réseaux d'eau sous pression», ENGREF, Paris 1980.

[7] **VAMBARTSOUMAIAN** Recommandations méthodologiques(Deuxième édition).

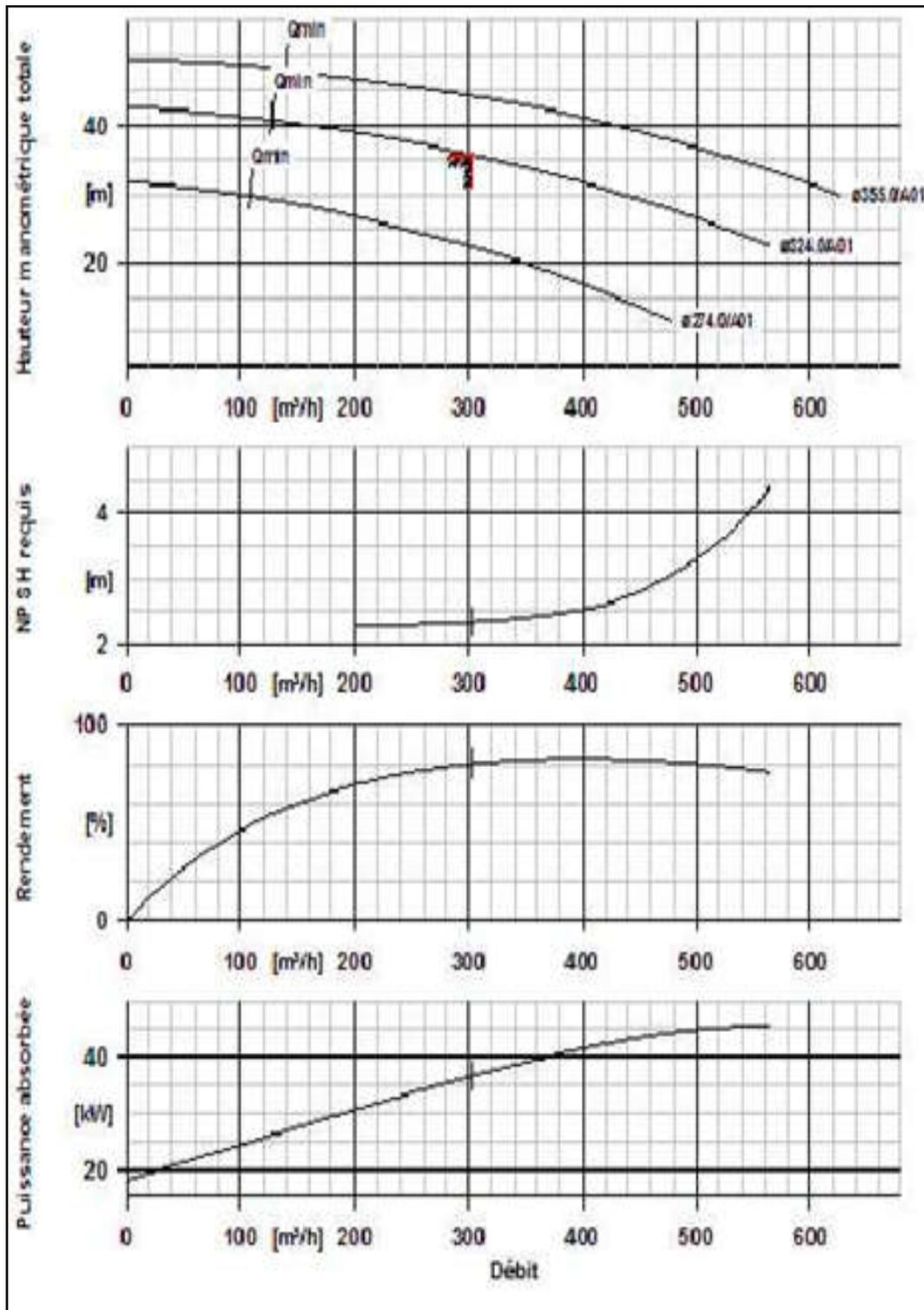
Annexes

ANNEXE01 : Répartition des débits horaire en fonction du nombre d'habitant

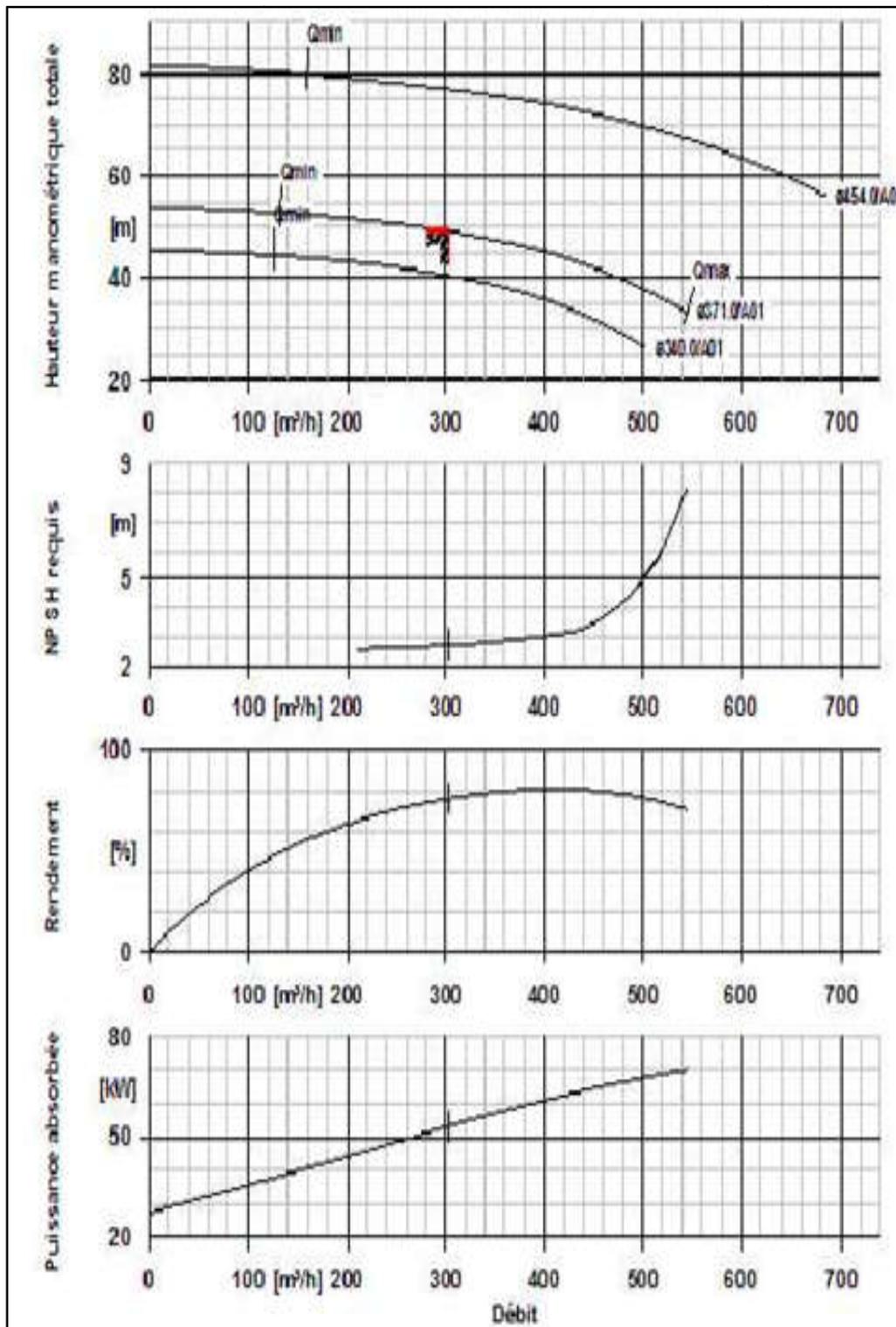
Heures	Nombre d'habitants				
	Moins de 10000	10001 à 50000	50001 à 100000	Plus de 100000	Agglomération de type rurale
0-1	01	1.5	03	3.35	0.75
1-2	01	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	01	1.5	2.5	3.3	01
3-4	01	1.5	2.6	3.2	01
4-5	02	2.5	3.5	3.25	03
5-6	03	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	05	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.5	6.25	4.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	06
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	07	05	4.4	4.6	8.5
13-14	07	05	4.1	4.55	06
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	05
15-16	4.5	06	4.4	4.7	05
16-17	05	06	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	05	4.5	4.4	06
19-20	5.0	4.5	4.5	4.3	06
20-21	4.5	04	4.5	4.3	06
21-22	03	03	4.8	3.75	03
22-23	02	02	4.6	3.75	02
23-24	01	1.5	4.3	3.7	01

Source : Extrait de l'ouvrage d'AEP d'Abramov (édition 1982).

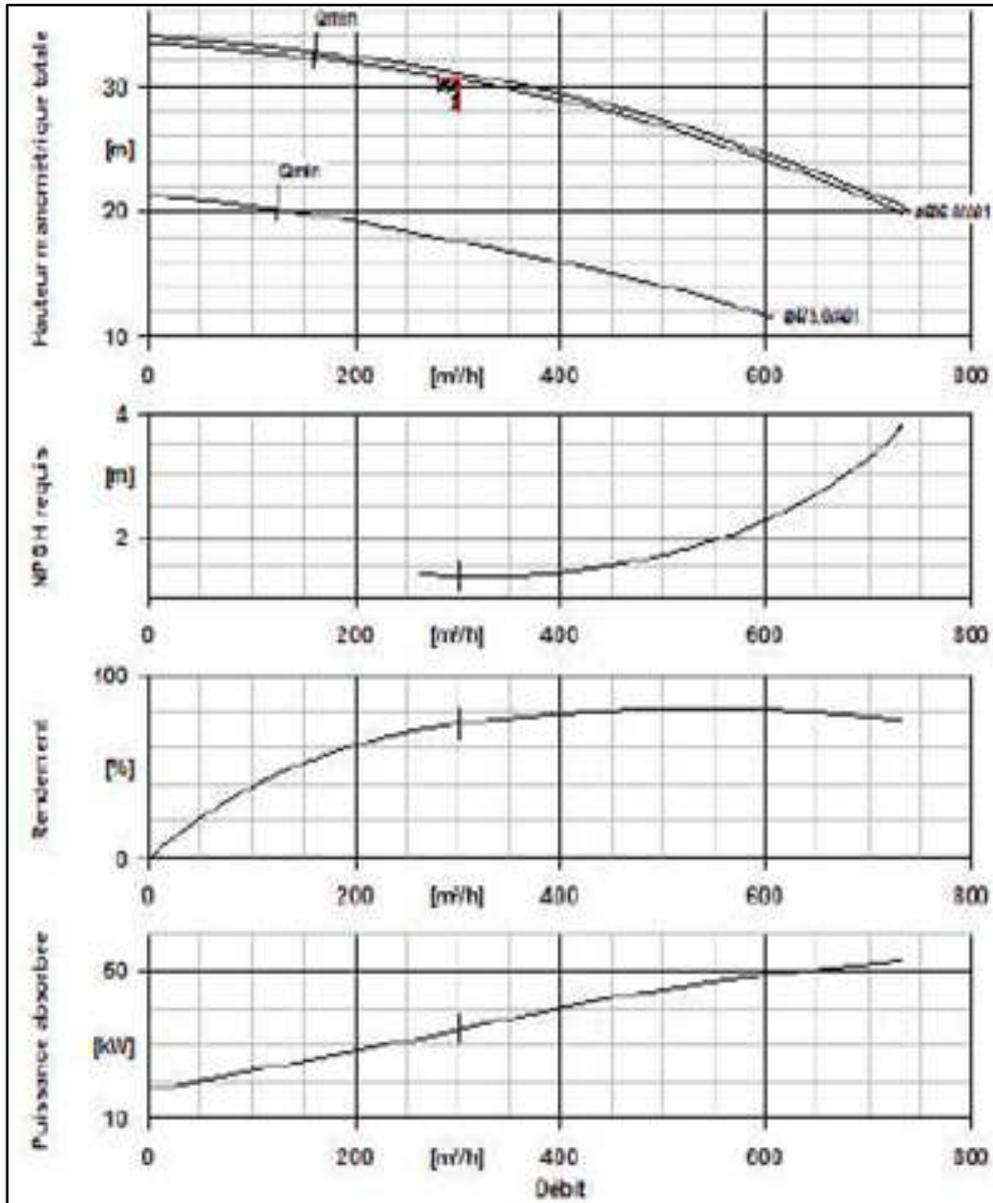
ANNEXE 2-Figure1 : Courbes caractéristiques des pompes choisies pour le refoulement
« ST1-R1 »



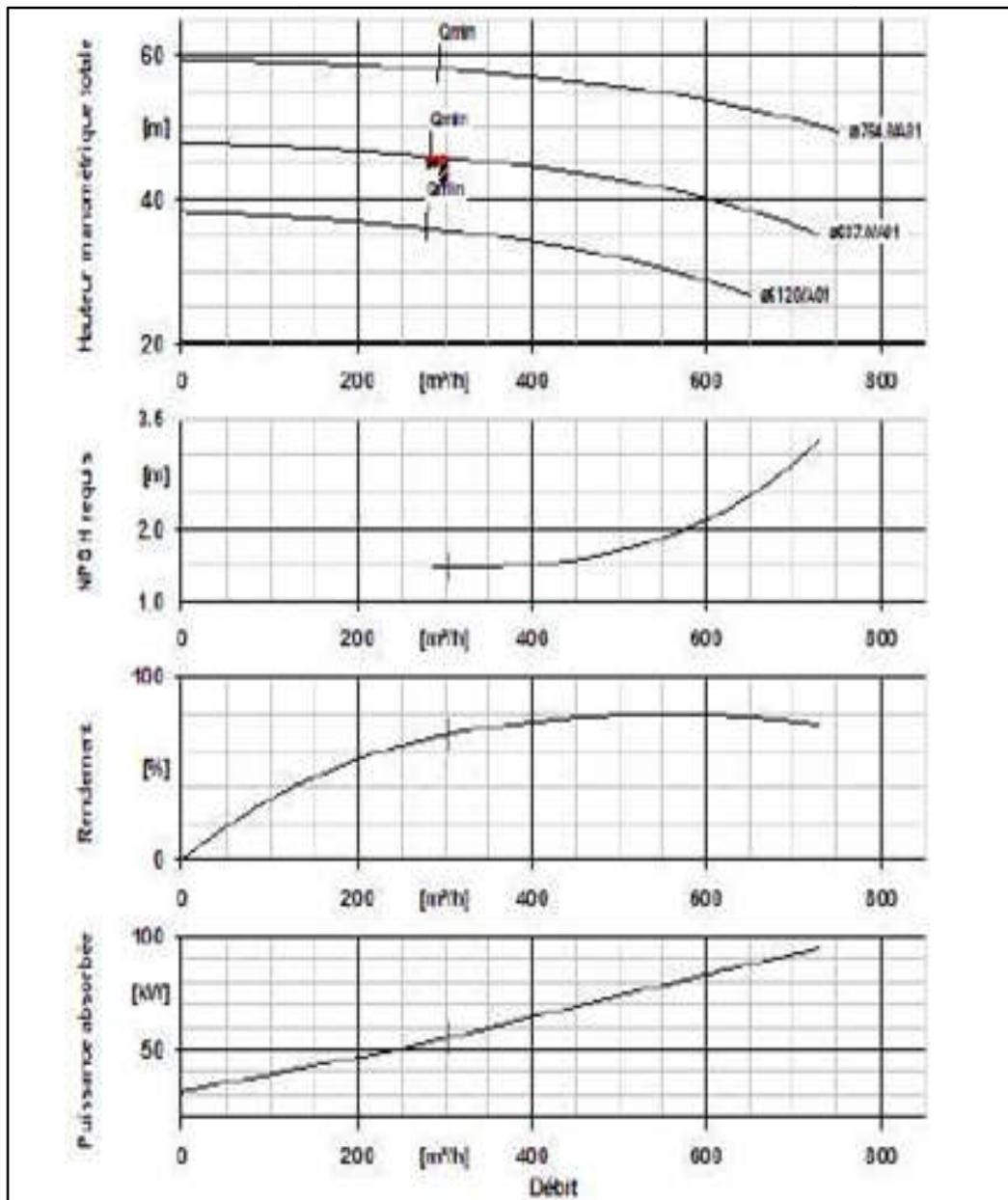
ANNEXE02-Figure2 : Courbe caractéristiques des pompes choisies pour le refoulement « ST1-R2 »

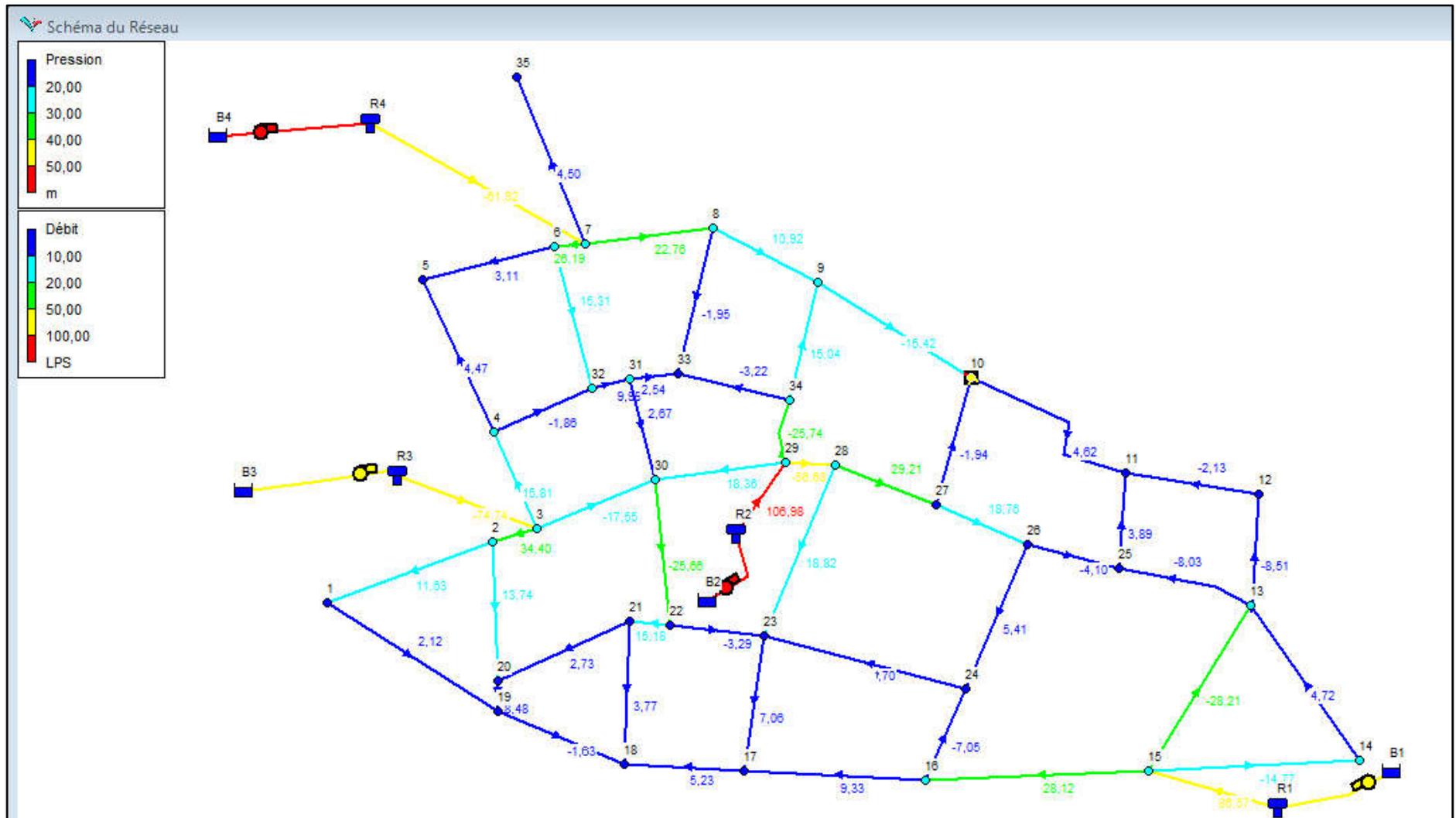


ANNEXE02-Figure3 : Courbe caractéristiques des pompes choisies pour le refoulement « ST2-R3 »



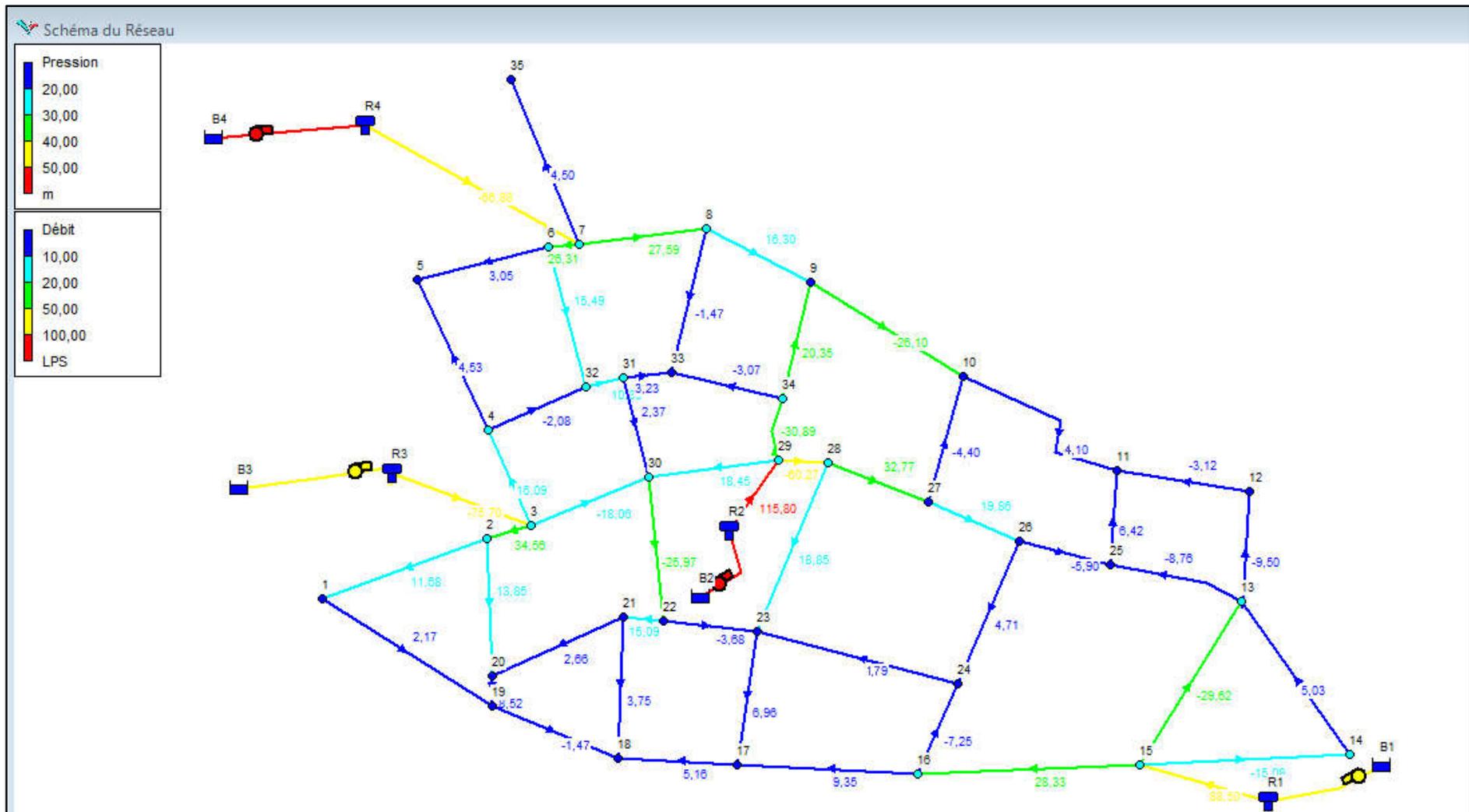
ANNEXE02-Figure4 : Courbes caractéristiques des pompes choisies pour le refoulement « ST2-R4 »





ANNEXE N°03 Figure 01 : Résultats de simulation sur EPANET

(Répartition des débits-Cas de pointe)



ANNEXE N°03. Figure 2 : Résultats de simulation sur EPANET

(Répartition des débits-Cas de pointe+incendie)