

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

**Etude du réseau d'alimentation en eau potable du centre
Bendoumi Fouka (w. Tipaza).**

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0019-11

APA Citation (APA توثيق):

**Khimoud, Hacene (2011). Etude du réseau d'alimentation en eau potable du centre
Bendoumi Fouka (w. Tipaza)[Mem Ing, ENSH].**

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

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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

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

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

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

المستودع الرقمي للمدرسة مبني على المنصة المفتوحة و يتم إدارته من طرف 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 DE L'HYDRAULIQUE
<<ARBAOUI Abdellah>>**

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

**EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME
D'INGENIEUR D'ETAT EN HYDRAULIQUE**

Option : Conception des Systèmes d'Alimentation en Eau Potable.

THEME :

**ETUDE DU RESEAU D'ALIMENTATION
EN EAU POTABLE DU CENTRE
BENDOUMI (FOUKA W.TIPAZA)**

**Présenté par :
M^r :KHIMOUD
HACENE**

**Promotrice :
M^{me}:M.KAHALERRAS.**

Devant le jury composé de :

Présidente: M^r : B.SALAH

**Examineurs: M^{me}: W.MAHMOUDI
M^r : A.HACHEMI
M^{me}: S.BELLABAS
M^r :M. BOUZZIANE**

Octobre 2011

DEDICACE

Je Dédie ce modeste travail

Spécialement à mon très cher père pour ces Sacrifices, son amour, son

Aide et son soutien et me voir ainsi arriver à ce

Que je suis devenu aujourd'hui.

À ma très chère mère ;

À mes très chères sœurs;

À mes très chers frères

À mes oncles maternelle et paternelle ;

À mes tantes maternelle et paternelle;

À mes frères HOCINE et NABIL,

et tous le groupe de 5^{eme} année

À tout mes amis de l'école.

REMERCIEMENT

REMERCIEMENT

Avant tout, je remercie DIEU qui a illuminé mon chemin et qui m'a armé de courage pour achever mes études.

Mes remerciements à ma mère et mon père...Je remercie fortement mon promotrice : M^{me} Kahleras de m'avoir orienté par ses conseils judicieux dans le but de mener a bien ce travail.

Par la même occasion je remercie :

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

Mes remerciements vont également à : mes sœurs, mes frères, nabil et sofiane, et tous mes amis.

À celui qui n'a jamais hésité le moindre instant à se tenir à mes côtés afin de me soutenir, m'aider, et m'encourager

Ma gratitude va également aux membres du jury pour honorer ma soutenance et pour l'effort fourni afin de juger ce travail.

Qu'il me soit permis de remercier toutes les personnes qui ont Contribuées de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

ملخص:

- إن عصرنة وتوسعة أي مدينة يجب أن يكون مصحوبا بتنمية القطاعات الحيوية كالتزويد بشبكة المياه الصالحة للشرب .
المدن الواقعة في شرق ولاية تيارا , كا فوكا و قليعة, ستعرف هذه المناطق توسع عمراني حقيقي حيث ستستفيد من قرابة 1765 وحدة سكنية من جهة أخرى ضعف شبكة التزويد , انقسامها وعدم تلبية حاجيات الزبائن من حيث الضغط والتدفق. والهدف من هذه الدراسة هو وضع مخطط مدير للتزويد بشبكة المياه الصالحة للشرب حيث أن هذا الأخير سينظم ويلبي حاجيات التوزيع في المستقبل.

Résumé:

-La modernisation et l'extension d'une ville doit être accompagnée par le développement des secteurs vitaux tel que le réseau d'alimentation en eaux potable. Les communes situées au Est de la wilaya TIPAZA, comme Fouka et Koléa, vont connaitre une véritable extension urbaine, ils recevront près de 1765logements, de plus ils sont dotés d'un réseau de distribution d'eau potable vétuste, morcelé et non satisfaisons point de vue pression et débit. Le but de cette étude est de projetée un schéma directeurs d'alimentation en eaux potable qui peut régler et satisfaire les besoins de la distribution de cette région pour les horizons futures.

Summary:

- The modernization is a lay out of a city which should be followed by a development of many important fields such as water canalization .the districts situated in the south of Tipaza, in the city of Fouka Koléa, will know a perfect urban extension . These cities will acquired about 1765flats and they will be connected with water canalization but that is not enough looking at the lack of water. The goal of this study is to plan a schema for that purpose which can satisfy the needs of the population for the future.

SOMMAIRE

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

Chapitre I : présentation de la ville

I.1 Introduction	2
I.2 Situation administrative.....	2
I.3 Situation topographique.....	2
I.4 Situation Climatologique.....	3
I.4.1 Pluviométrie	3
I.4.2 Température.....	4
I.4.3 Les vents :.....	4
I.5 Situation Géologique et Hydrographique	4
I.5.1 Géologie	4
I.5.2 Hydrographie	4
I.5.2.1. La Nappe Du Sahel.....	5
Géologie	5
Profondeur.....	5
Apport.....	5
Piézomètre	5
Exploitation.....	5
I-5-2 .2. Le Réservoir Astien	5
Géologie.....	5
Profondeur.....	6

Piézomètre.....	6
Sens d'écoulement.....	6
Apport.....	6
L'exutoire.....	6
L'exploitation.....	..6
I.5.2 .3 Le Réservoir Quaternaire.....	6
Géologie.....	6
Apport.....	6
Sens d'écoulement	6
Piézomètre.....	.7
Exploitation.....	7
I. 6 La Sismicité	7
I.7 Présentation hydraulique	9
I-8 Conclusion :.....	9

Chapitre II : Les besoins en eau de l'agglomération

II. 1 Introduction.....	10
II. 2 Evaluation des besoins globaux	10
II. 3 Estimation de la population future	10
II. 4 Le programme d'équipement	12
II.5 Estimation de besoins en eau	12
II. 5. 1 Choix de dotation12
II.5 .2Calcul des besoins en eau pour chaque groupe de consommateurs	12

II.5. 2.1 Evaluation des besoins en eau domestique.....	.. 13
II.5.2.2 Besoins domestiques	13
II.5.2.3 Besoins scolaires	13
II.5.2.4 Besoins sanitaires	14
II.5.2.5 Besoins administratifs et culturels 14
II.6 Récapitulation des besoins en eau de l'agglomération	14
II.7 Variation des débits de consommation dans le temps.....	..14
II.8 Consommation maximale journalière	15
II.8 1. Coefficient d'irrégularité maximum journalier ($K_{max, j}$) 15
II.8 2 Coefficient d'irrégularité minimum journalier ($K_{min, j}$)	15
II.9 Détermination des débits journaliers	15
II.9 1 Débit maximum journalier.....	15
II.9. 2 Consommation minimale journalière ($Q_{min, j}$)	16
II.10 Coefficient d'irrégularité maximum horaire ($K_{max, h}$)	16
II.11 Coefficient d'irrégularité minimum horaire ($K_{min, h}$)	17
II.12 L'évaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitants	18
II.13 Etude des variations des débits horaires	18
II.13 1Débit moyen horaire	18
II.13.2 Variation horaire de la consommation totale dans divers centres d'agglomération selon le nombre des habitants.....	19
II.13.3Calcul de la consommation horaire	20
II.14 Conclusion.....	23

Chapitre III : Le réseau de distribution

III.1 Introduction	24
III.2 Les différents types de réseaux	24
III.2 1 Le réseau ramifié	24
III.2 2 Le réseau étage	24
III.2 3 Le réseau maillé	25
III.3 Conception d'un réseau maillé	25
III.4 Principe du trace du réseau maillé	25
III.5 Calcul hydraulique du réseau de distribution	26
III.6 Calcul du réseau maillé par la méthode de « HARDY – CROSS »..	26
III.6.1- Détermination du débit correctif	28
III.6.2 Principe de la méthode de HARDY –CROSS	28
III.7 Calcul du débit correctif	28
III.8 Détermination des débits	30
III.8.1 Le débit route	30
III.8.2 Le débit spécifique	30
III.8.3 Le débit au nœud	30
III.9 Calcul des débits	31
III.9.1 Cas de pointe	31
III 10 Répartition arbitraire des débits

III.11. Dimensionnement du réseau	36
III.11.1. Description du logiciel WATER CAD.....	36
III.11.2 Détermination des diamètres avantageux	38
III.12 Vérification de la vitesse dans le réseau.....	38
III.13 Vérification des pressions dans le réseau (au sol)	38
III-14 Résultats de la simulation hydraulique de réseau à l'horizon2041 .	39
III-14 .1 Cas de pointe	39
III-14 2. Cas de pointe +incendie.....	43
III- 15 Eléments particuliers du réseau de distribution.....	52
III.15 .1 Structure des réseaux.....	52
III.15 .2 Types de tuyaux.....	52
III.15 .3 Choix du matériau des conduites.....	52
III.15 -4Caractéristiques des matériaux.....	52
a) Les matériaux métalliques.....	53
a).1 Tuyaux en acier.....	53
a)2 - Tuyaux en fonte.....	53
b) Amiante ciment	53
c) Des matériaux plastiques.....	54
c)- 1 PVC (polychlorure de vinyle).....	54
c)-2 Polyéthylène.....	54

III.16 Appareils et accessoires du réseau	56
III.16 -1 Robinets vannes de sectionnements	56
III.16 -2 Bouches ou poteau d'incendie.....	56
III.17 Organes de raccordement	57
III.17 -1 Coudes	57
III.17 -2 Cônes.....	58
III.17 -3 Tes	58
III.17 -4 Joints de démontage	58
III.18 Conclusion	58

Chapitre IV: Réservoir

IV.1 Introduction.....	59
IV-2 Rôle des réservoirs.....	59
IV-3 Emplacement de réservoir.....	59
IV.4 Choix du type du réservoir.....	60
IV.5 Equipement du réservoir.....	61
IV-5 .1 Conduite d'alimentation.....	61
IV-5.2 Conduite de départ ou de distribution.....	61
IV.5.3 Conduite de trop-plein.....	62
IV.5 .4 Conduite de décharge ou de vidange.....	62
IV.5 .5 Conduite by-pass.....	62
IV-5 .6 Matérialisation d'une réserve d'incendie.....	62

IV-6 Vidange et remplissage des réservoirs.....	63
IV.7 Entretien des réservoirs	63
IV.8 Détermination de la capacité du réservoir	63
I V.9 Comparaison entre le volume calculé et le volume existant.....	64
IV.10 Dimensions du réservoir.....	65
IV-10 1 Le diamètre d de la cuve.....	65
IV-10 -2 Réévaluation de la hauteur d'eau h	66
IV.10 .3 La section de la cuve	66
IV.10 .4 La hauteur totale du réservoir	66
IV.11 Conclusion.....	67

Chapitre V : Adduction

V-1 Introduction	68
V.2 Type d'adduction	68
V.2 .1 Adduction gravitaire.....	68
V.2.2 Adduction par refoulement.....	68
V.2.3 Adduction mixte	68
V.3. Choix du trace	69
V-4 Choix de type de tuyau	69
V.5 Profil d'une adduction.....	70
V.6 La ligne piézométrique	70
V.7 L'air dans la tuyauterie.....	70
V.8 Etude technico-économique de l'adduction.....	70
V.8.1 Choix de la gamme des diamètres.....	71

V.8.2	Vérification de la vitesse :	71
V.9	Pertes des charges.....	71
V.9.1	Pertes de charges linéaires	72
V.9.2	Pertes de charges singulières	73
V.9.3	Pertes de charges totales	73
V.10	Détermination de la hauteur manométrique totale :.....	73
V.11	Puissance absorbée par la pompe	74
V.12	Calcul de l'énergie consommée annuellement par la pompe	74
V.13	Frais d'exploitation	74
V.14	Frais d'annuité	75
V.15	Frais d'amortissement	75
V.16	Bilan (prix total)	76
V.17	Station de pompage.....	76
V.18	Critère de choix du nombre de pompe	77
V.19	Déterminations du nombre de pompe	77
V.20	Courbes caractéristiques des pompes.....	78
V.21	Point de fonctionnement d'une pompe.....	78
V.22	Courbe caractéristique de la conduite	78
V.23	Modes de réglage	80
a)	Débit disponible > Débit appelé	80
1-	Réglage qualitatif	81

2-Réglage quantitatif	81
3-Augmentation des pertes de charge dans les conduites de refoulement	81
4. Diminution de temps de pompage	81
5 Changement du type de la pompe.....	81
6 Rognage	82
b- Débit disponible < Débit appelé.....	82
1 Qualitatif.....	82
2 Changement de type de pompe.....	82
V.24 Choix du moteur électrique.....	83
V.24 1Critères de choix du moteur électrique.....	83
V.24. 2 Caractéristiques de moteur	83
V.25 Etude de la cavitation	83
V.26 Calage de la pompe	84
V.24 Conclusion	86

Chapitre VI : Protection des conduites d'adductions contre le coup de bélier

VI.1 Introduction.....	87
VI.2 Définition	87
VI.3 Les risque dus aux coups de bélier	87
VI.3.1 Risque de forte pression	87
VI.3.2 Pression négative	88
VI.3.3 Fatigues des conduites	88

VI.4 Moyen de protection contre le coup de bélier	88
VI.4.1 Réservoirs d'air	88
VI.4 .2 Les cheminées d'équilibre	88
VI.4 .3 Soupape de décharge	89
VI.4.4 Volant d'inertie	89
VI.5 Analyse physique du phénomène du coup de bélier	89
VI.6 Etude du coup de bélier	90
VI.6-1.Dimensionnement des réservoirs d'air.....	91
VI.6-2. Calcul de la célérité d'onde C.....	92
VI.7 Conclusion	94

Chapitre VII : Protection des conduites contre la corrosion

VII 1 Introduction.....	95
VII 2 Facteurs de désordres.....	95
VII 2.1 Désordres lies a l'eau distribuée.....	95
a) D'ordre qualitatif.....	95
b) D'ordre hydraulique	95
VII 2.2 Désordres lies à la canalisation elle-même.....	95
VII 2.3 Désordres lies au milieu environnant.....	95
VII 2.4 Age des canalisations.....	96
VII 3 Définitions	96
VII 4 Corrosion interne	97
VII .5 Corrosion externe.....	97
VII. 6 Protection contre la corrosion.....	98

VII.6 1 Protection des conduites contre la corrosion interne 98
VII. 6 2 Protection des conduites contre la corrosion externe98
a Les revêtements98
b Revêtements à protection passive99
VII 7 Conclusion.....	..99
 Chapitre VIII : Organisation de chantier	
VIII .1 Introduction....	100
VIII .2 Implantation du trace des tranchées sur le terrain100
a) Matérialisation	100
b) Nivellement	100
VIII.3 Excavation des tranchées	100
a) Enlèvement de la couche végétale.....	100
b) Excavation	100
VIII. 3 .1 La profondeur (H_{tr})	1 01
VIII .3.2 Largueur de la tranchée	101
VIII .3 Choix de l'excavateur et le procédé d'excavation	102
VII .3 .1 Pelle équipée en rétro	102
VIII .3.2 Pelle équipée en butée	102
VIII .4 Rendement d'exploitation de la pelle choisie	103
VIII .5 La durée d'excavation	103
VIII .6 .Aménagement du lit de pose des conduites	104
VIII .7 Pose des conduites	104

VIII.8Epreuve de joint et de la canalisation	104
VIII. 9 Conclusion	105
Conclusion générale.....	106
Références bibliographique	107

Chapitre I Présentation du site de la ville

Tableau N° I.1 : Répartition mensuelle des précipitations	3
Tableau N° I.2 : Températures moyennes mensuelles	4
Tableau N° I.3 : Vitesses moyennes mensuelles du vent	4
Tableau N°I.4 : les débits des forages	9

Chapitre II Les besoins en eau de l'agglomération

Tableau N°II01 : La population centre Bendoumi pour différents horizons	11
Tableau N°II02 : Le programme d'équipement	12
Tableau N°II03 : Les besoins domestiques.	13
Tableau N°II04 : Les besoins scolaires.	13
Tableau N°II05 : Besoins sanitaires.	13
Tableau N°II06 : Les besoins administratifs et culturels	14
Tableau N°II07 : Récapitulation des besoins eau de l'agglomération	16
Tableau N°II08 Récapitulation des besoins en eau maximale journalière de la ville	16
Tableau N°II09 Consommation minimale journalière ($Q_{min,j}$) :	16
Tableau N°II10 : Les valeurs de β en fonction de la population	17
Tableau N°II11 : variation du coefficient β_{min} :	18
Tableau N°II12 : La Variation horaire en fonction du nombre de la population	19
Tableau N°II 13 Répartition des débits horaires	20

Chapitre III Le réseau de distribution

Tableau N° IV 01 : Récapitulatif des débits de calcul pour ce cas de pointe.	31
Tableau N° III 02 : Détermination des débits aux nœuds (cas de pointe)	32
Tableau N°III 03 Formules de perte de charge totale	33

Tableau N°III 04 Les diamètres avantageux en fonction des débits.	38
Tableau N° III 05 Calcul des paramètres hydrauliques en cas de pointe	39
Tableau N° III 07 Détermination des débits aux nœuds (cas de pointe +incendie)	44
Tableau N°III.08 Calcul des paramètres hydrauliques en cas de pointe +incendie	47
Tableau N°III.09 Calcul des pressions de service en cas de pointe cas de pointe+incendie.....	48
Tableau N° III 10 Matériaux métalliques	53
Tableau N° III 11 Matériaux à base de ciment	54
Tableau N° III 12 Matériaux plastiques	55

Chapitre IV le réservoir

Le Tableau IV 1 Donne le calcul de la capacité du réservoir	64
--	----

Chapitre V Adduction

Tableau N° V01 : Détermination de la hauteur manométrique	74
Tableau N° V02 : Détermination des frais d'exploitation	75
Tableau N° V03 : Détermination du montant d'amortissement	76
Tableau N° V04 : Détermination du prix total (bilan)	76
Tableau N° V05 : Caractéristiques de la station de pompage	76
Tableau N°V06: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre	77
Tableau N° V07: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement	79
Tableau N° V.8 Caractéristique de point de fonctionnement	80
Tableau N°V09: Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température	84

Chapitre V III organisation de chantier

Tableau N°VIII 1: Calcul du volume à excaver	105
---	-----

Tableau N°VIII 2: Capacité du godet en fonction du volume de terrassement

106

Liste des figures

Figure N°I01 Carte de zonage sismique du territoire national.....	8
Graphe N °II01 : Evolution de la population future du centre Bendoumi	12
Figure N°II .2 Graphique de la consommation de l'agglomération	23
Figure N°II.3 : Graphique de consommation d'arrosage.....	23
Figure N°II .4: Graphique de consommation totale de l'agglomération.....	24
Figure N°III 01 Le réseau maillé	27
Figure N°III 02 Répartition arbitraire des débits cas de pointe.....	37
Figure N° III.03 Représentation des pressions et des vitesses en cas de pointe 44	44
Figure N° III .04 Profil de la ligne piézométrique par rapport au terrain naturel pour les nœuds(15-23-22-2-1-5-6-10-11-13-14) cas de pointe.....	45
Figure N°III 05 Profil de la ligne piézométrique par rapport au terrain naturel pour les nœuds(15-16-24-17-19-20-21) cas de pointe.....	45
Figure N° III.06 Profil de la ligne piézométrique par rapport au terrain naturel pour les nœuds (15-14-8-7-18-4-3-2) cas de pointe.....	46
Figure N°III.07 Schéma pression et vitesse pour le cas de pointe	49
Figure N°III8 Schéma pression et vitesse pour le cas de pointe+incendie	52
Figure N°III 09 Profil de la ligne piézométrique par rapport au terrain naturel pour les nœuds(15-23-22-2-1-5-6-10-11-13-14) cas de pointe+incendie	53
Figure N°III 10 Profil de la ligne piézométrique par rapport au terrain naturel pour les nœuds (15-14-8-7-18-4-3-2) cas de pointe+incendie	53
Figure N°III 11 Profil de la ligne piézométrique par rapport au terrain naturel pour les nœuds(15-16-24-17-19-20-21) cas de pointe+incendie.....	54
Figure N° III 12 Poteau d'incendie.....	59
Figure N° V.1 : Les courbes caractéristiques de la pompe de type PM100/3B	
Figure N°V.2: Point de fonctionnement de la pompe.....	83

Figure VI.01 Le réservoir anti-bélier.....	96
Figure N° VII .1 Corrosion interne.....	100
Figure N°VII 2 Corrosion externe.....	101
Figure N°VII 3 Protection contre la corrosion extérieure.....	102

Listes des planches

Planche N° 01 : Plande masse de centre Bendoumi.

Planche N° 02 : profil en long de la conduit de adduction .

Planche N° 03 : profil en long du réseau de distribution .

Introduction générale

L'eau source de vie et de développement constitue d'une part le facteur décisif pour l'augmentation de la production agricole et d'autre part un facteur déterminant pour la croissance du développement socio économique du pays.

Vu la croissance démographique et aussi l'amélioration du mode de vie dans notre pays, la demande en eau est devenue de plus en plus importante, ce qui oblige les spécialistes à mieux perfectionner les techniques de réalisation des ouvrages pour stocker et exploiter d'une manière rationnelle cette richesse naturelle.

Dans ce but le secteur hydraulique qui figure parmi les préoccupations du développement et œuvre toujours pour faire face toutes les contraintes.

Le but de ces efforts c'est la réalisation d'un grand nombre d'ouvrages hydrauliques qui assure la qualité de l'eau, et la continuité de l'alimentation d'eau , réduire les pertes en eau, préserver le cadre urbain tout en réduisant les coûts telles sont les performances qu'ils doivent accomplir pour améliorer la qualité du service rendu aux usagers.

A cet effet les deux commune Fouka et kolea W : Tipaza a bénéficié de plusieurs projets ou les techniciens de l'hydraulique essaient de préserver ce don du ciel qui est un élément précieux.

C'est dans ce cadre que s'inscrit mon mémoire de fin d'étude "alimentation en eau potable de la nouvelle ville du centre Bendoumi fouka W :TIPAZA

Chapitre I

Présentation de la ville

I.1 Introduction

Dans ce chapitre nous essayerons de donner une brève présentation en ce qui concerne la présentation de la ville.

I.2 Situation administrative:

Le plan d'occupation du sol de centre Bendoumi est cité à la périphérie des deux agglomérations chef-lieu et Fouka _ koléa.

C'est une zone qui couvre une superficie de 68 Ha au niveau de la commune de Koléa et 37Ha au niveau de la commune de Fouka.

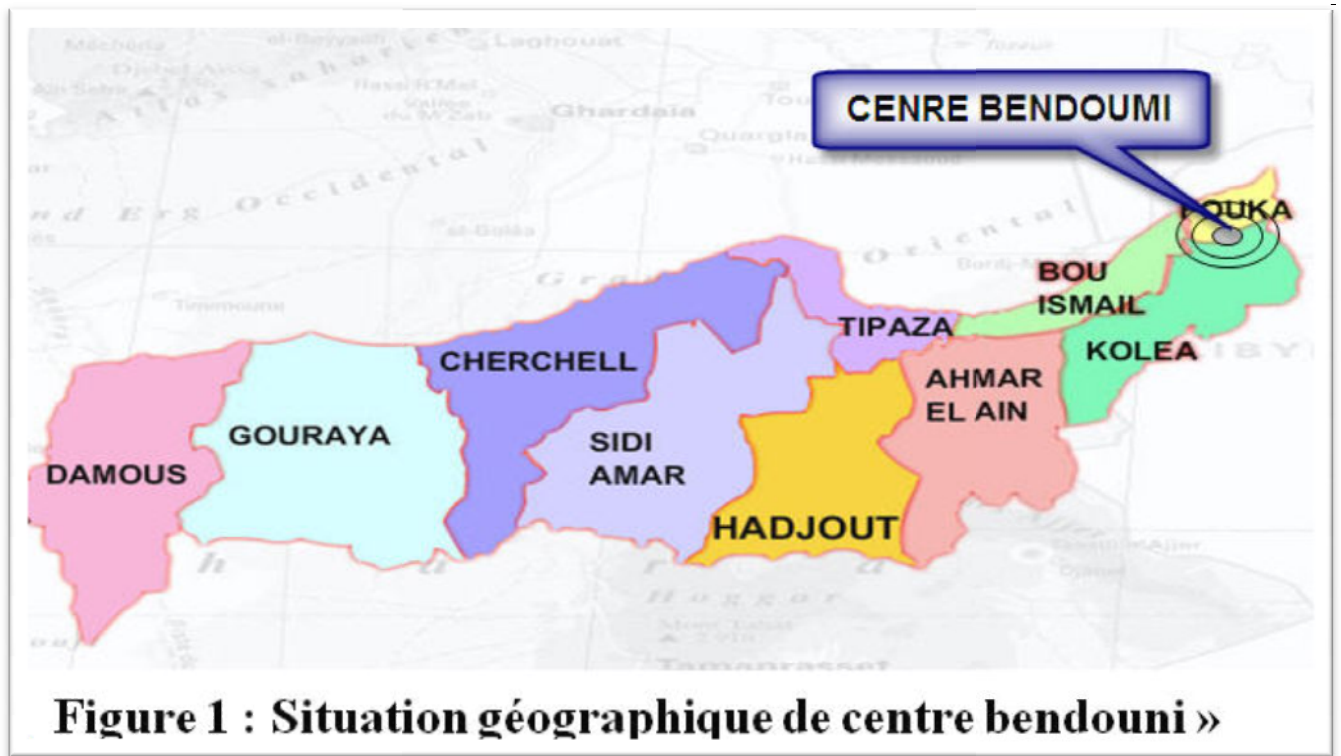
Définie comme étant l'extension vers l'Ouest de l'agglomération chef-lieu de Koléa , et l'extension vers le sud de l'agglomération chef - lieu de Fouka , ce site s'inscrit dans le secteur à urbaniser des deux communes , et constitue le prolongement logique du tissu urbaniser.

Il dépend administrativement de wilaya : Tipaza .

la daïra : koléa - Fouka.

Ces limites se présentent comme suit :

- Au Nord : la mer Méditerranée.
- A l'Est : commune DOUAOUDA.
- Au Sud : commune OUED – EL ALLEUG.
- A l'Ouest : commune BOU ISMAIL.



I.3 Situation topographique:

La ville centre Bendoumi est caractérisée par le relief se trouvant au nord du plateau du sahel qui s’élève de 177m à 196 du sud au nord.

I.4 Situation climatologique :

L’étude climatique est très importante, elle nous renseigne sur la pluviométrie, les températures, les taux d’humidité, les vents, toutefois un bon concepteur doit tenir compte de ces phénomènes, c’est-à- dire adopter une attitude vis-à-vis du climat.

I.4.1 Pluviométrie :

Le climat est de type méditerranéen à tendance sub –humide s’illustrant par deux périodes : l’une sèche et chaude s’étalant d’avril à septembre et autre pluvieuse , et froide les pluies tombent surtout de novembre à février sous forme d’averses.

Tableau N° I.1 Répartition mensuelle des précipitations

mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Janv	Fév	Mars	Avr	Mai	Jui	Juil	Aou t
Précipitation (mm)	24	71	123	128	102	72	64	38	43	12	3	4

(Source ANRH)

I.4.2 Température

La température moyenne de la région est de 18.3 ° C.

Les températures sont élevées en juillet et août (32.9 °C pouvant parfois atteindre 40°C)

Tableau N° I.2 : Températures moyennes mensuelles

mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Janv	Fév	Mars	Avr	Mai	Jui	Juil	Aout
Température moy (c°)	22.5	19.15	15.1	12.05	10.7	11.9	13.5	16.2	19.3	24.6	28.04	32.9

(Source ANRH)

I.4.3 Les vents :

Les vents dominants sont généralement modérés et faibles, ayant les directions ouest et nord-est.

Tableau N° I.3 Vitesses moyennes mensuelles du vent

mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Janv	Fév	Mars	Avr	Mai	Jui	Juil	Aout
Vitesse (m/s)	22	12	24	19	23	17	21	20	28	24	24	22

(Source ANRH)

I.5 Situation Géologique et Hydrographique

I.5.1 Géologie :

La formation géologique est composée de grés et sable provenant de la désagrégation des Dunes anciennement consolidées occupant (le plateau dit de Koléa) .

C'est l'action des mouvements eustatiques de mer qui au cours des différentes transgressions et régressions a permis la formation des dunes qui se sont consolidées avec le temps (à l'échelle géologique), puis elles ont été soumises à une déflation et à une érosion jusqu' à arriver à une désagrégation complète ceci pendant le Quaternaire. Le matériau peut être sableux caillouteux, gréseux consolidé ou tendre.

I.5.2 Hydrographie :

Compte tenu de sa position géographique la wilaya de Tipaza dispose d'un réseau hydrographique relativement important. d'est en Ouest, nous rencontrons :

- Oued Mazafran
- Oued El-Hachem

- Oued Djer
- Oued Damous

Dans la région de Fouka et jusqu'à la plaine de la Mitidja au Sud on peut définir trois ensembles de réservoirs d'aquifères :

- La nappe du sahel.
- L'astien gréseux ou grésocalcaire.
- Les alluvions du quaternaire.

I.5.2. a La Nappe Du Sahel :

Elle est située au nord par rapport à l'agglomération de Fouka sur une superficie de 150 km²

Géologie : Cette formation est constituée d'un substratum composé de marnes anciennes et par le socle primaire vers l'Est. Au-dessus nous trouvons des sables dunaires fins, légèrement argileux par endroits, souvent cimentés à la base en un grès calcaire constituant de petites corniches.

- **Profondeur** : L'épaisseur de cet ensemble n'excède pas 30 m.
- **Apport**: Ces formations renferment de petites nappes libres, alimentées exclusivement par la pluviométrie, qui s'écoulent vers la mer.
- **Piézomètre** : Le débit des ouvrages de captage est de 10 m³/h jusqu'à 30 m³/h, certaines donnent plus.
- **Exploitation** : Cette nappe est très intensément exploitée par des puits et des forages en particulier entre Zeralda - Staouéli et Chérraga - Ain- Benian.

I.4.2 b Le Réservoir Astien :

Ce réservoir se compose généralement d'une partie supérieure libre exploitée au moyen de forages et une partie plus profonde, semi-perméable, qui est généralement exploitée à l'aide de forages crépines profonds.

- **Géologie** : Le réservoir Astien est bien délimité entre un substratum argileux (marnes anciennes) et la couverture des marnes.

Son extension est mal connue, il s'agit d'une auge à fond plat dont la limite Nord se relève pour former le flan du Sahel.

- **Profondeur** : Le toit de l'Astien est de 200 m dans le Mazafran. Son épaisseur moyenne est de 100 m.
- **Piézomètre** : Les côtes piézométriques se référant à cette aquifère sont rares, sauf quelques puits en bordure de Sahel, dans le Mazafran les forages ont pénétré un profil de plus de 200 m.
- **Sens d'écoulement** : L'écoulement de la nappe se fait depuis la bordure du Sahel vers la plaine du Mazafran.
- **Apport** : L'alimentation provient de la pluviométrie de l'affleurement du Sahel.
- **L'exutoire** : étant la nappe des alluvions par drainage à travers les marnes jaunes. (Perméabilité verticale des marnes).
- **L'exploitation** : se fait par des forages locaux nappe Mazafran pour la région de Koléa et Fouka.

La projection d'autres forages dans ce secteur rend l'exploitation plus intéressante mais seulement dans les parties à transmissivité acceptable (Plaine de la Mitidja).

I.4.2 c Le Réservoir Quaternaire:

Ce réservoir se localise sous la plaine de la Mitidja et s'étend sur une surface, de 80 Km de longueur dans la direction Est-Ouest et 16 Km de largeur.

- **Géologie** : Il est constitué par les alluvions du Quaternaire moyen et la base des alluvions récentes. C'est un substratum constitué par la morphologie très capricieuse impose une inégale répartition des masses alluviales isolées les unes des autres et déterminent des zones peu aquifères.
- **Apport** : L'alimentation provient directement de la pluviométrie, l'infiltration à partir des Oueds et l'Astien, soit quand il est en contact directement avec les alluvions soit par drainage à travers les marnes.
- **Profondeur** : La profondeur de l'aquifère varie entre 100 et 150 m.
- **Sens D'écoulement** : Les eaux s'écoulent depuis la bordure de l'Atlas en direction du Nord, ensuite convergent vers la cluse du Mazafran.

- **Piézomètre** : Dans les piémonts, les alluvions constituent un aquifère acceptable, cependant leur position élevée, fait que la surface piézométriques est très profonde 60 à 90 m. Au-delà, la nappe reste libre puis devient captive sous les limons dans le bas Mazafran.
- **Exploitation** : Les seuls centres de pompages importants existants dans ce bassin sont les champs de captages Mazafran (I et II) qui participent à l'alimentation en eau de la région, elle est située au Nord par rapport à l'agglomération de Fouka sur une superficie de 150 km² Dans la région de Fouka et jusqu'à la plaine de la Mitidja au Sud

Source : (la Subdivision de l'hydraulique de Koléa).

I. 6 La Sismicité

Les séismes qui s'accumulent dans les roches lorsque les plaques se déplacent, il arrive un moment où la roche se casse car elle ne peut pas résister à toute la tension qui est libérée d'un seul coup.

La cassure se propage jusqu'à la surface de l'écorce terrestre ou d'énormes pans de roche et s'effondrent. L'énergie s'évacue sous forme d'ondes qui se libèrent dans toutes les directions, arrive à la surface de la terre et fait vibrer le sol en provoquant un tremblement de terre ou séisme.

La sismicité dans la zone est liée aux mouvements tectoniques des plaques Eurasienne et Africaine qui se produisent à quelques dizaines de Km le long de côte Algériennes en mer Méditerranée

Un Zoning sismique actualisé a été établi par le Règlement Parasismique Algérien (R.P.A 2003) suite au séisme du 21 Mai 2003 qui a touché la région de Boumerdes et ses environs.

Cinq zones de sismicité croissante ont été établies au niveau national (Voir carte de Zoning sismique ci-après), soit :

- Zone 0 : Sismicité négligeable
- Zone I : Sismicité faible

- Zone IIa et IIb : Sismicité moyenne
- Zone III : Sismicité élevée

Cette nouvelle classification, situe la zone Fouka dans la Zone sismique III qui est de sismicité élevée.

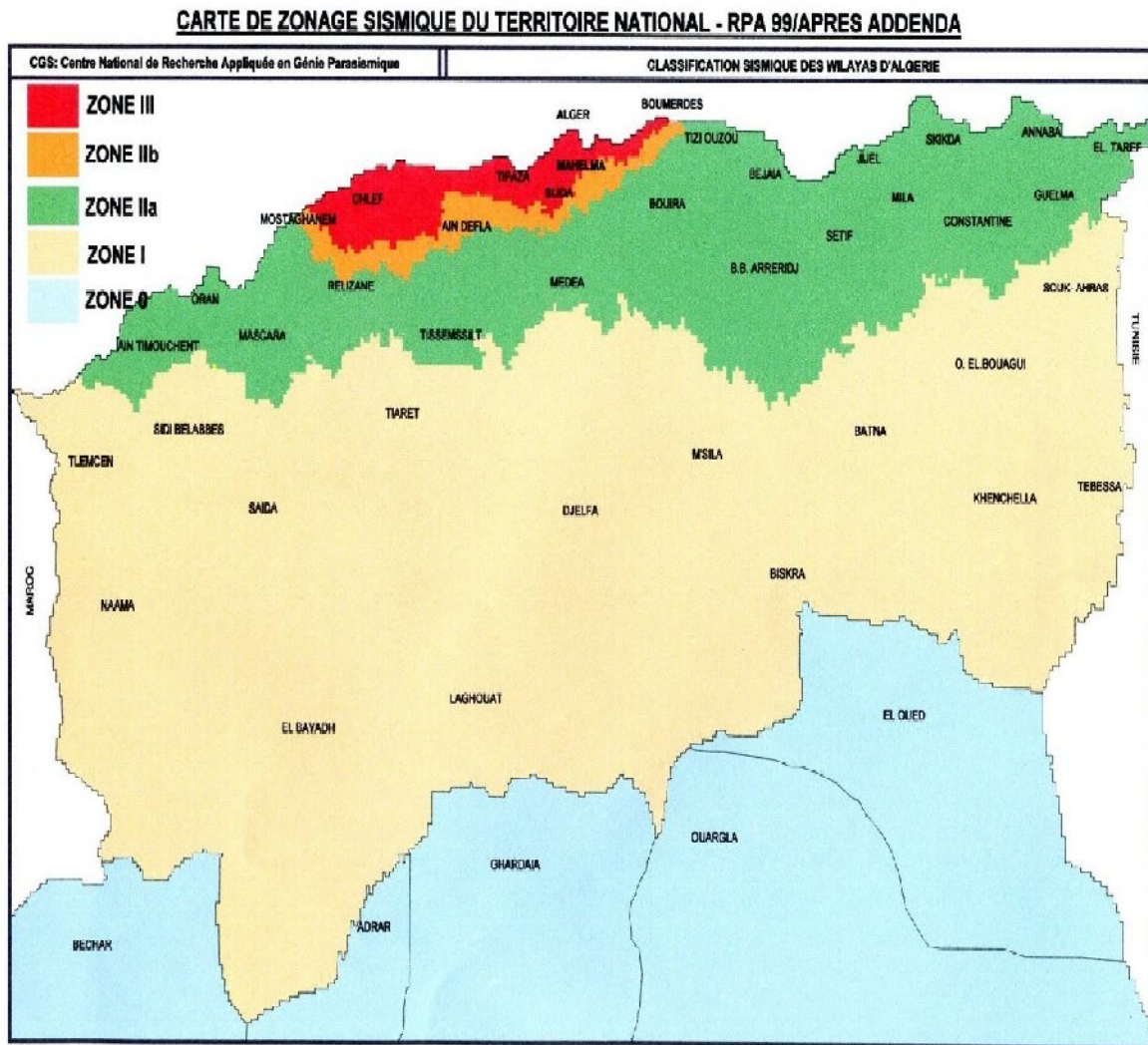


Figure N° I.2 Carte de zonage sismique du territoire national.

Source : Règlement Parasismique Algérien(R.P.A)

Le secteur urbain de la région de centre Bendoumi présente une sismicité forte, elle reçoit l'influence de plusieurs épicentres sismiques qui proviennent des régions de : Chef , du Chenoua et de Tipaza à l'ouest et d' Ain bénian , d'Alger à l' Est , de la mer du Nord et de la flexure de la Mitidja au Sud.

I. 7 Présentation hydraulique

L'alimentation en eau potable du centre bendoumi se fait à partir des eaux souterraines

Plusieurs forages ont été implantés sur la nappe de la Mitidja pour satisfaire les besoins en eau domestiques et industriels,

Champ de captage de Barbessa qui se compose des forages : (F 3, F4, F7, F8, F9).

Voici quelques renseignements sur ces les forages

Tableau N°I .4 : Les débits des forages

Forages	Q_{thé} (l/s)	Q_{réel} (l/s)
F1	-	-
F2	-	-
F3	36	20
F4	100	60
F5	-	-
F6	15	2.77
F7	-	-
F8	15	2.5
F9	10	5
Total		90.27

Source : (DHW, W : TIPAZA)

I-8 Conclusion :

Dans cette partie nous avons défini les données nécessaires concernant notre région du point de vue, géologie, hydrogéologie et hydrographie. Ces données nous serviront pour entamer notre étude du projet.

Chapitre II

Les besoins en eau de l'agglomération

II. 1 Introduction

Le concepteur d'ouvrages destinés à l'alimentation en eau doit veiller à ce que les travaux proposés contribuent à améliorer la qualité de la vie des populations concernées en assurant un service adéquat sans nécessairement viser, à rencontrer des besoins exagérés et à trop long terme.

II. 2 Evaluation des besoins globaux :

Pour évaluer précisément les besoins en eau potable d'une agglomération quelconque, un recensement précis et complet de l'ensemble des équipements socio-économiques qui caractérisent l'agglomération est nécessaire.

Ce recensement est complété par une étude monographique portant sur :

- Les données démographiques et urbanistiques (population, taux d'accroissement, plan d'aménagement du centre, différents types d'habitat,...)
- Les données économiques (agriculture, élevage, commerce, industrie, infrastructures existantes,...).
- Les équipements socio-économiques (enseignement, santé, équipements sportifs, services administratifs,...).

Le calcul des besoins en eau d'alimentation pour une agglomération exige une fixation impérative des normes pour chaque catégorie de consommateur. Ces normes doivent rester valables tant que les critères qui ont contribué à leur établissement restent inchangés.

La norme unitaire est définie comme un rapport entre le débit journalier et le nombre de consommateur.

II. 3 Estimation de la population future :

Pour l'estimation de la population future. Nous prenons un horizon de 30ans et nous adopterons un taux d'accroissement de (2,3%).

Centre Bendoumi devra recevoir 10590 habitants, des programmes de logements destinés à la tranche la plus nécessiteuse de la population ont été lancés par les autorités 1765 logements sont en construction

Nombre totale des logements existants est égale 429 logement.

Nombre des logements projetés sera égale 1336

Taux d'occupation par logements sera égale 6 habitant par logement.
 D' ou le nombre d'habitants sera égale a $1765 \times 6 = 10590$ habitant.

(Source : APC Fouka)

L'estimation de la population se fait pour l'horizon 2041, le calcul est établi à l'aide de la formule suivante :

$$P = P_0(1+\tau)^n \dots\dots\dots(II. 1)$$

Avec :P : Population à l'horizon d'étude 2041 (hab).

P_0 : Population de base 2011 (hab).

n : nombre d'années séparant les horizons considérée.

τ : le taux d'accroissement de la population (2,3%) .

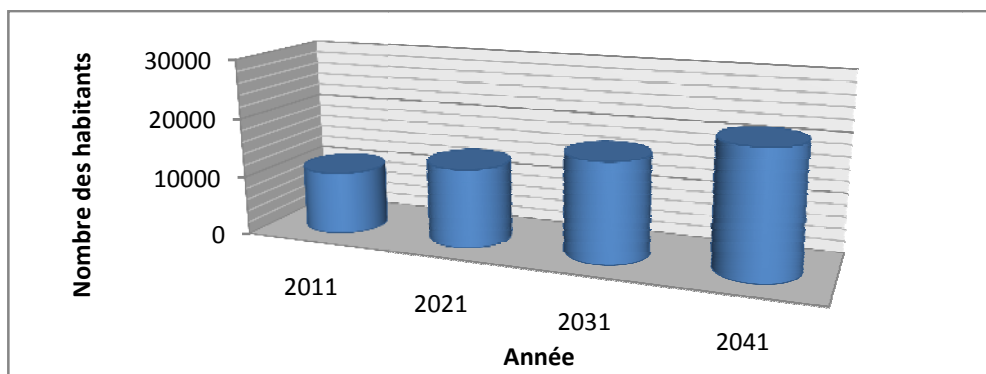
(Source le taux d'accroissement de (2,3%) d'après l A.P.C)

On évalue la population future de la commune de centre bendoumi aux horizons :

- Court terme (2020)
- Moyen terme (2030)
- Long terme (2040)

Tableau N°II.1 : La population centre Bendoumi pour différents horizons

Année	Taux d'accroissement	Nombre des populations
2011	2.3%	10590
2021	2.3%	13294
2031	2.3%	16689
2041	2.3%	20949



Graph N°01 : Evolution de la population future du centre Bendoumi

Pour un taux d'accroissement stable 2.3%, l'évolution de la population à l'horizon 2040 est estimée par le double du nombre de la population en 2011. Ainsi qu'un certain nombre d'équipements ont été programmés.

II. 4 Le programme d'équipement

Tableau N°II 02 : Le programme d'équipement

Désignation	Superficie (m ²)
Complexé multifonctionnel	1130
E. N. Football	5000
lycée	17560
Espace boisé	21980
E .N. A. DE Magistrature	13000
Equipement sanitaire	4240
Mosquée	4390
C. E. M	5300

(Source : (D.H.W) TIPAZA)

II.5 Estimation de besoins en eau

II. 5. 1 Choix de dotation :

La dotation qui est indispensable dans l'estimation des besoins en eau d'une agglomération, est une norme fixée pour chaque catégorie de consommateur.

Elle est définie comme un rapport du débit moyen journalier par unité de consommateur (habitant, agent, élève, lit, ...).

II.5 .2 Calcul des besoins en eau pour chaque groupe des consommateurs:

II.5. 2. 1 Evaluation des besoins en eau domestique

Les besoins en eau domestiques dépendent essentiellement du développement des installations sanitaires et les habitudes de la population

- Commune rurale : considérée comme étant une agglomération de moins de 2000 hab, donc la dotation est estimée de 125 l/j /hab.
- Commune dont la population est supérieur à 2000 hab. on distingue :
 - Ville de moins de 20000 hab : une dotation de 150 à 200 l/j/hab.
 - Ville de 20000 à 100000 hab : une dotation de 200à300 l/j/hab.
 - Ville de plus de 100000 hab : une dotation de 300 à 350 l/j/hab.

Donc pour le calcul des besoins domestiques futur de Centre Bendoumi on recommande de prendre 150 l/j/hab. Pour l'horizon d'étude.

La consommation moyenne journalière domestique est obtenue par la

$$\text{formule : } Q_{\text{moy.j}} = \frac{q_i N_i}{1000} \quad (\text{m}^3 / \text{j}) \quad \dots\dots\dots(\text{II-2})$$

Avec

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

q_i Dotation journalière (l/j/hab.).

N_i Nombre de consommateurs. (hab)

Le tableau suivant détermine les besoins domestiques.

Tableau N°II.3 : les besoins domestiques.

Année	Nombre d'habitant	Dotation moyenne (l/j/hab)	Consommation moyenne journalière (m^3/j)
2041	20949	150	3143

II.5.2.2 Besoins scolaires :

Le tableau suivant détermine les besoins scolaires.

Tableau N°II.4 : les besoins scolaires.

Désignation	Nombre des élèves	Dotation (l/j/élève)	Consommation moyenne journalière (m^3/j)
C.E.M	930	30	27.9
Lycée	1050	30	31.5
E. .N. A de magistrature	600	30	18
Total			77.4

II.5.2.3 Besoins sanitaires :

Tableau N°II.5 Besoins sanitaires.

Désignation	Surface (m^2)	Dotation (l/j/ m^2)	Consommation moyenne Journalière (m^3/j)
Equipement sanitaire	4240	5	21.2

II.5.2.4 Besoins administratifs et culturels :

Le tableau suivant détermine les besoins administratifs et culturels.

Tableau N°II.6 : les besoins administratifs et culturels

Désignations	Superficie (m ²)	Dotation (l/j/m ²)	Consommation moyenne Journalière (m ³ /j)
Complexe multifonctionnel	11320	10	113.3
Mosquée	4390	20	87.8
Espace boisé	21980	5	109.9
E .N.FOOTBALL	900	30	27
Total			338

II.6 Récapitulation des besoins en eau de l'agglomération :

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

Tableau N°II.7 Récapitulation des besoins eau de l'agglomération

Désignations	Consommation moyenne Journalière (m ³ /j)
Les besoins domestiques	3143
Equipement sanitaire	21.2
Les besoins scolaires	77.4
Les besoins administratifs et culturels	338
Total	3579.5

II.7 variation des débits de consommation dans le temps

Les débits de consommation sont soumis à plusieurs variations dans le temps en raison de l'irrégularité de la consommation dans le temps.

- Variations annuelles qui dépendent du niveau de vie de l'agglomération considérée.
- Variations mensuelles et saisonnières qui dépendent de l'importance de la ville.
- Variations journalières qui dépendent du jour de la semaine où la consommation est plus importante au début de la semaine qu'en week-end.

➤ Variations horaires qui dépendent du régime de consommation de la population, elles représentent les variations les plus importantes.

II.8 Consommation maximale journalière :

II.8. 1 Coefficient d'irrégularité maximum journalier (K max, j) :

Du fait de l'existence d'une irrégularité de la consommation horaire au cours de la journée, on doit tenir compte de cette variation en déterminant le rapport (II-3).

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

Ce coefficient nous permet de savoir combien de fois le débit maximum journalier dépasse le débit moyen journalier, il varie entre 1,1 et 1,3. et consiste à prévenir les fuites et les gaspillages au niveau du réseau en majorant la consommation moyenne de 10% à 30%.

Pour notre cas nous prenons K max=1.3 pour les besoins domestiques et 1 pour les autres besoins.

II.8 2 Coefficient d'irrégularité minimum journalier (K min, j) :

Il est défini comme étant le rapport de la consommation moyenne journalière, donné par la relation suivante :

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

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum journalier envisageant une sous consommation avec K_{min, j} varie entre 0,7 et 0,9.

Pour notre cas nous prenons K_{min, j}=0,9 pour les besoins domestiques et 0,7 pour les autres besoins.

II.9 Détermination des débits journaliers

II.9 1 .Débit maximum journalier:

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

$$Q_{max, j} = K_{max, j} \times Q_{moy, j} \ (m^3/j) \dots\dots\dots (II-5)$$

$Q_{\max,j}$: 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.

Tableau N°II.8 Récapitulation des besoins en eau maximale journalière de la ville

Désignations	$Q_{\text{moy},j}$ (m^3/j)	$K_{\max,j}$	$Q_{\max,j}$ (m^3/j)
Les besoins domestiques	3143	1.3	4085.9
Equipement sanitaire	21.2	1	21.2
Les besoins scolaires	77.4	1	77.4
Les besoins administratifs et culturels	338	1	338
Total			4522.4

D'où : $Q_{\max,j} = 4522.4 m^3/j$

II.9 2 Consommation minimale journalière ($Q_{\min,j}$)

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

$$Q_{\min,j} = K_{\min,j} * Q_{\text{moy},j} \dots \dots \dots (II-6)$$

Récapitulation des besoins en eau minimale journalière

Tableau N°II.9 Consommation minimale journalière ($Q_{\min,j}$) :

Désignations	$Q_{\text{moy},j}$ (m^3/j)	$K_{\min,j}$	$Q_{\min,j}$ (m^3/j)
les besoins domestiques	3143	0.9	2828.7
Equipement sanitaire	21.2	0.7	14.84
les besoins scolaires	77.4	0.7	54.18
Les besoins administratifs et culturels	338	0.7	236.6
Total			3134.25

$$Q_{\min,j} = 3134.25 m^3/j$$

II.10 Coefficient irrégularité maximum horaire ($K_{\max,h}$) :

Ce coefficient représente l'augmentation de la consommation horaire pour la journée. Il tient compte de

- l'accroissement de la population.
- le degré du confort.
- régime de travail de l'industrie.

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

$$\text{tel que : } K_{max,h} = \alpha_{max} \times \beta_{max} \dots\dots\dots (II-7)$$

Avec :

α_{max} : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et de régime du travail, et dépend du niveau de développement local. Varie de 1,2 à 1,4 Pour notre cas on prend $\alpha_{max} = 1,3$.

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

tableau N°II.10 Nous donne sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Tableau N°II.10 : Les valeurs de β en fonction de la population

Habitant	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	50000
β_{max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15

Pour notre cas on a un nombre d'habitants de, 20949 alors :

$$\beta_{max} = 1,2$$

la valeur de $K_{max,h}$ sera : $K_{max,h} = 1,2 \times 1,3 = 1.56$

$$K_{max,h} = 1.56$$

II.11 Coefficient d'irrégularité minimum horaire ($K_{min,h}$)

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

$$K_{min,h} = \alpha_{min} \times \beta_{min} \dots\dots\dots (II-8)$$

Avec :

α_{min} : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime de travail. il varie de 0,4 à 0,6. Pour notre cas on prend $\alpha_{min} = 0,5$.

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

Tableau N°II.11 donne sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Tableau N°II.11 : variation du coefficient β_{\min} :

Habitant	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	50000
β_{\min}	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6

$\beta_{\min} = 0,5$

la valeur de $K_{\min,h}$ sera alors : $K_{\min,h} = 0,50 \times 0,50 = 0,25$

$$K_{\min,h} = 0,25$$

II.12 L'évaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitants :

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 le tableau suivant :

II.13 Etude des variations des débits horaires :

Le débit moyen subit non seulement des variations journalières mais aussi des variations horaires.

Les débits maximum et minimum horaires sont déterminés à partir du tableau de répartition des débits.

II.13.1 Débit moyen horaire :

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante :

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

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

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

Donc : $Q_{\text{moy, h}} = \frac{45224}{24} = 188.43 \text{ m}^3/\text{h}.$

$$Q_{\text{moy, h}} = 188.43 \text{ m}^3/\text{h}$$

II.13.2 Variation horaire de la consommation totale dans divers centres d'agglomération selon le nombre des habitants :

Tableau N°II.12: La Variation horaire en fonction du nombre de la population

Heures	Nombres d'habitants				
	Moins de 10000	De 10001 à 50000	De 50001 à 100000	Plus de 100000	Agglo. de type rural
1	2	3	4	5	6
0_1	1	1,5	3	3,35	0,75
1_2	1	1,5	3,2	3,25	0,75
2_3	1	1,5	2,5	3,3	1
3_4	1	1,5	2,6	3,2	1
4_5	2	2,5	3,5	3,25	3
5_6	3	3,5	4,1	3,4	5,5
6_7	5	4,5	4,5	3,85	5,5
7_8	6,5	5,5	4,9	4,45	5,5
8_9	6,5	6,25	4,9	5,2	3,5
9_10	5,5	6,25	5,6	5,05	3,5
10_11	4,5	6,25	4,8	4,85	6
11_12	5,5	6,25	4,7	4,6	8,5
12_13	7	5	4,4	4,6	8,5
13-14	7	5	4,1	4,55	6
14-15	5,5	5,5	4,2	4,75	5
15-16	4,5	6	4,4	4,7	5
16-17	5	6	4,3	4,65	3,5
17-18	6,5	5,5	4,1	4,35	3,5
18-19	6,5	5	4,5	4,4	6
19-20	5	4,5	4,5	4,3	6
20-21	4,5	4	4,5	4,3	6
21-22	3	3	4,8	4,2	3
22-23	2	2	4,6	3,75	2
23-24	1	1,5	3,3	3,7	1

(Source : polycop d'A.E.P de Mr. Salah Boualem).

Pour notre cas on choisit la répartition variant entre **10001** et **50000** hab. (puisque le nombre d'habitants à l'année **2041** sera **20949** hab).

II.13.3 Calcul de la consommation horaire :

Le débit horaire demandé pour chaque groupe de consommation est :

$$Q_h = \frac{P\% Q_{\max.j}}{100} \dots\dots\dots(II.10)$$

Avec : Q_h : débit horaire nécessaire

P% : pourcentage horaire.

La durée d'arrosage est prévue pour quatre heures pendant la journée.

Tableau N°II.13 Répartition des débits horaires

Heures	Agglomération Q max.j= 4522.40m³/j		Arrosage Q max,j= 109.9m³/j		Le débit maximale journalier total		Le débit cumulé	
	%	m³/h	%	m³/h	%	m³/h	%	m³/h
I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX
0-1	1.5	67.84			1.46	67.84	1.46	67.84
1_2	1.5	67.84			1.46	67.84	2.93	135.67
2_3	1.5	67.84			1.46	67.84	4.39	203.51
3_4	1.5	67.84			1.46	67.84	5.86	271.34
4_5	2.5	113.06			2.44	113.06	8.30	384.40
5_6	3.5	158.28			3.42	158.28	11.72	542.69
6_7	4.5	203.51			4.39	203.51	16.11	746.20
7_8	5.5	248.73			5.37	248.73	21.48	994.93
8_9	6.25	282.65			6.10	282.65	27.58	1277.58
9_10	6.25	282.65	25	27.5	6.69	310.13	34.27	1587.70
10_11	6.25	282.65	25	27.5	6.69	310.13	40.97	1897.83
11_12	6.25	282.65			6.10	282.65	47.07	2180.48
12_13	5	226.12			4.88	226.12	51.95	2406.60
13_14	5	226.12			4.88	226.12	56.83	2632.72
14_15	5.5	248.73			5.37	248.73	62.20	2881.45
15_16	6	271.34	25	27.5	6.45	298.82	68.65	3180.27

I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX
16_17	6	271.34	25	27.5	6.45	298.82	75.10	3479.09
17_18	5.5	248.73			5.37	248.73	80.47	3727.82
18_19	5	226.12			4.88	226.12	85.36	3953.94
19_20	4.5	203.51			4.39	203.51	89.75	4157.45
20_21	4	180.90			3.91	180.90	93.65	4338.34
21_22	3	135.67			2.93	135.67	96.58	4474.02
22_23	2	90.45			1.95	90.45	98.54	4564.46
23_24	1.5	67.84			1.46	67.84	100.00	4632.30
	100	4522.40	100	109.9	100.00	4632.30		

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

- Q max. h = 310.1 m³/h = 86.14 l/s
- Q min. h = 67.84 m³/h = 18.8l/s

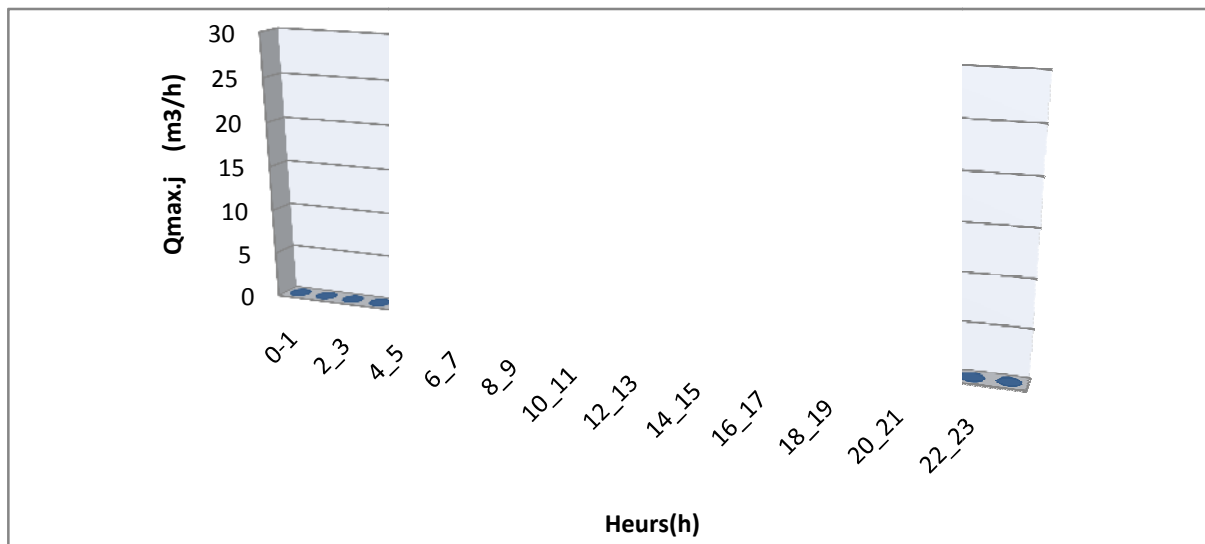


Figure II.2 : Graphique de consommation d'arrosage

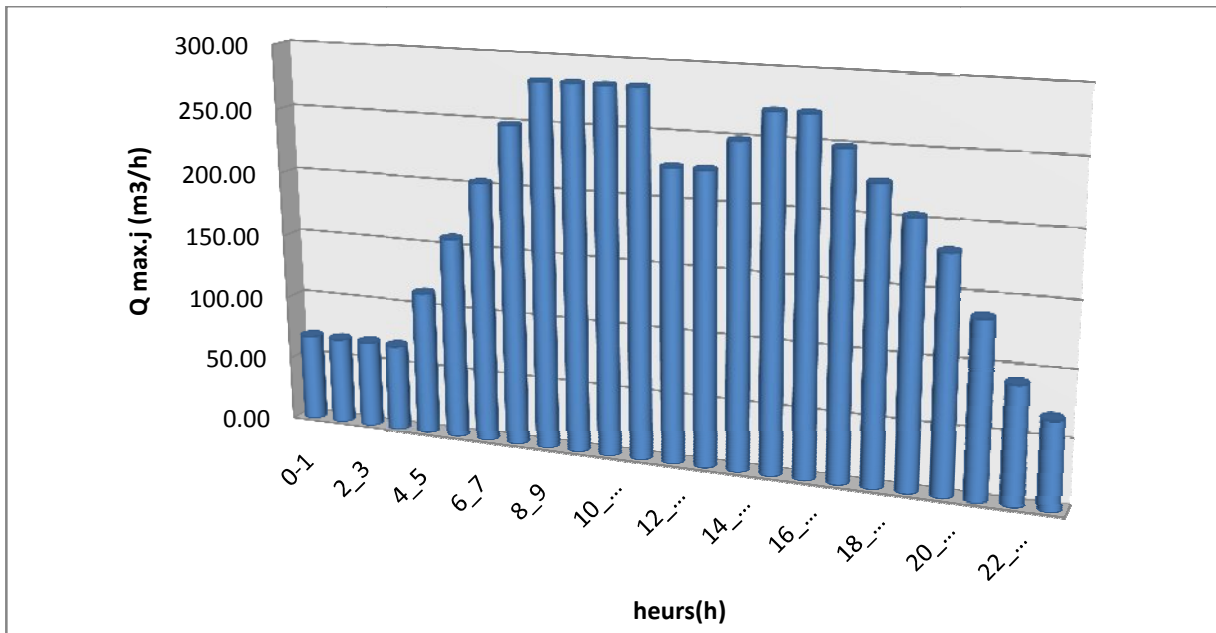


Figure II.3 Graphique de la consommation de l'agglomération

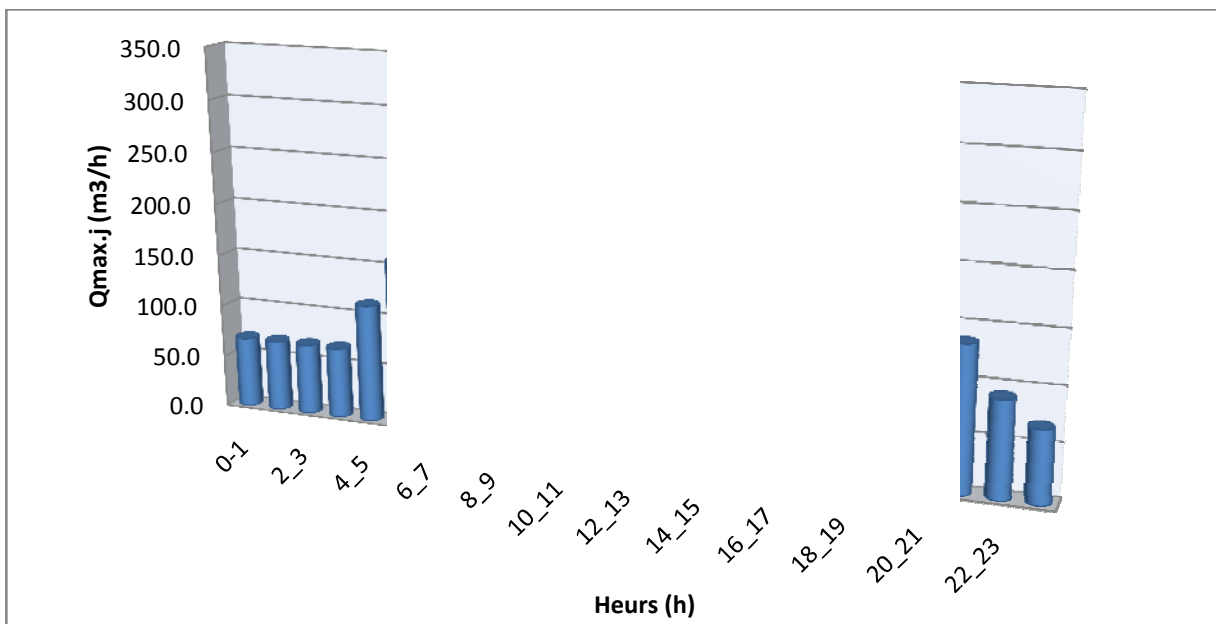


Figure II.4: Graphique de consommation totale de l'agglomération

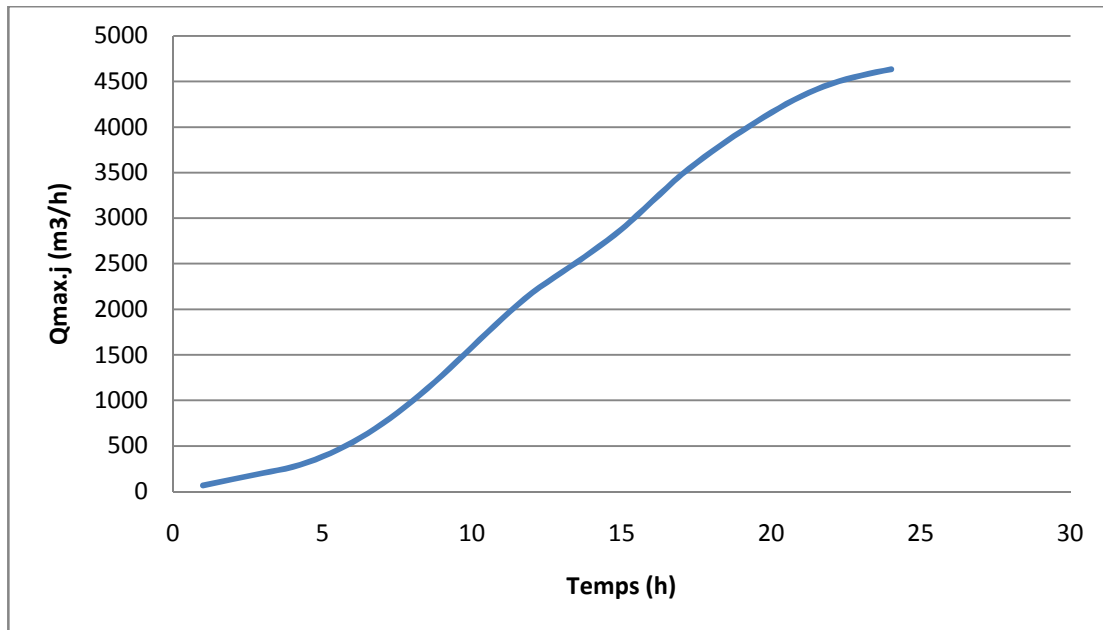


Figure II .5 : courbe cumulée de la consommation totale de l'agglomération

II.14 Conclusion

Ce chapitre nous a permis de déterminer tous les débits journaliers (maximum et minimum) et tracer les courbes de consommation horaires afin de déterminer tous les débits horaires (maximum et minimum).

Chapitre III

Réseau de distribution

III. 1 Introduction

À partir du ou des réservoirs, l'eau est distribuée dans un réseau de conduites sur lesquelles les branchements seront piqués en vue de l'alimentation des abonnés.

Les canalisations devront en conséquence présenter un diamètre suffisant, de façon à assurer le débit maximal avec une pression au sol compatible avec la hauteur des immeubles.

III.2 Les différents types de réseaux :

On distingue trois types de réseaux :

Réseau ramifié.

Réseau étagé.

Réseau maillé.

III.2. 1 Le réseau ramifié :

La caractéristique d'un réseau ramifié est que l'eau circule, dans toute la canalisation, dans un seul sens (des conduites principales vers les conduites secondaires, vers les conduites tertiaires..). C'est un réseau arborescent.

Ce type de réseaux présente l'avantage d'être économique, mais il manque de sécurité en cas de rupture d'une conduite principale, tous les abonnés situés à l'aval seront Privés d'eau.

III 2 .2 Le réseau étage

Le réseau étagé est caractérisé par des différences de niveau très importantes, ce qui fait que la distribution d'eau par le réservoir donne de fortes pressions aux points les plus bas (normes de pressions ne sont pas respectées).

En effet, ce système nécessite l'installation d'un réservoir intermédiaire, alimenté par le premier qui permet de régulariser la pression dans le réseau.

III 2. 3 Le réseau maillé

Un réseau maillé est constitué d'une série de tronçons disposés de telle manière qu'il soit possible de décrire une ou plusieurs boucles fermées en suivant le tracé. Contrairement aux réseaux ramifiés ; le réseau maillé assure une distribution en retour en cas de panne d'un tronçon.

Ils sont utilisés généralement dans les zones urbanisées et tendent à se généraliser dans les agglomérations rurales, sous forme associées à des réseaux ramifiés (limitation de nombres de mailles en conservant certaines ramifications).

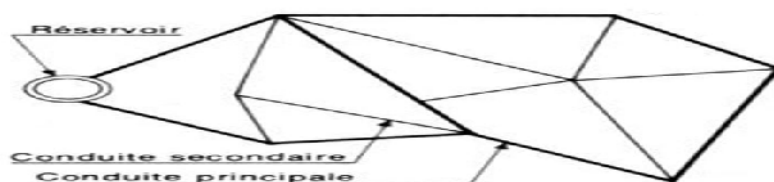


Figure N°III. 01 Le réseau maille

III.3 Conception d'un réseau :

Pour concevoir un réseau de distribution, nous sommes appelés à prendre en compte un certain nombre des facteurs, qui peuvent influencer sur le réseau parmi les quels, nous avons :

- l'emplacement des quartiers
- l'emplacement des consommateurs
- le relief

III.4 Principe du trace du 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 (maillés).

III.5 Calcul hydraulique du réseau de distribution :

Le calcul du réseau de distribution se fera pour les deux cas suivants :

- Cas de pointe.
- Cas de pointe plus incendie.

-On détermine la longueur de chaque tronçon du réseau maillé.

-On calcul le débit en route pendant l'heure de pointe.

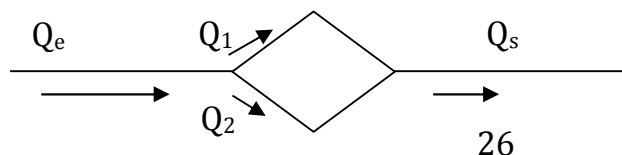
-On détermine le débit spécifique.

III.6 Calcul du réseau maillé par la méthode de « HARDY - CROSS »

Le calcul d'un réseau maillé repose sur la méthode de HARDY - CROSS, qui par ajustement successif permet de donner le débit qui passe dans chaque tronçon de la conduite du réseau maillé, ainsi que leur sens.

Cette méthode repose sur les deux lois suivantes :

1^{ère} loi des nœuds (1^{ère} loi de KIRCHOUFF) :



Avec : Q_e : débit entrant. et Q_s : débit sortant

Les débits entrants dans un nœud quelconque est égal à la somme des débits sortants

$$Q_e = Q_1 + Q_2 = Q_s \dots \dots \dots (III-1)$$

2^{ème} lois des mailles (2^{ème} lois de KIRCHOFF)

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

$$Q = V \cdot S \dots \dots \dots (III-2)$$

$$V = \frac{4Q}{\pi D^2} \text{ m/s} \dots \dots \dots (III-3)$$

V: la vitesse d'écoulement

S: la section de la conduite

En fin

$$\Delta H_T = 8 \cdot L_e \cdot \frac{\lambda Q^2}{g \pi^2 D^5} \dots \dots \dots (III-4)$$

$$\Delta H_T = r Q^2 \dots \dots \dots (III-5)$$

Avec : λ coefficient de frottement

r : résistance de la conduite.

L_e : La longueur équivalente

La deuxième loi se traduit par l'égalité suivante :

$$\sum_{i=1}^n \Delta H_{Ti} = \sum_{i=1}^n r_i \cdot Q_i^2 \dots \dots \dots (III-6)$$

Si elle n'est pas vérifiée du 1^{er} coup. Donc il faut corriger la répartition de débit jusqu'à satisfaire cette loi.

III.6.1 Détermination du débit correctif :

$$Q_1 = Q_0 + \Delta Q_0 \dots \dots \dots (III-7)$$

Q_0 : Débit supposé. (L/s)

Q_1 : débit corrigé. (L/s)

ΔQ_0 : débit correctif. (L/s)

On a : $\Delta H_T = rQ_1^2 = r(Q_0 + \Delta Q_0)^2$

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

ΔQ_0 : est très petit par rapport à Q_0 .

III.6.2 Principe de la méthode de HARDY -CROSS :

Après une répartition arbitraire, des débits ainsi que le sens d'écoulement d'une manière à satisfaire la 1^{ère} loi [lois des nœuds] on arrive à l'obtention d'une répartition finale vérifiant la 2^{ème} loi de KIRCHOFF [loi des mailles] par approximation successive.

III.7 Calcul du débit correctif :

On calcule les pertes de charges totales [singulière et linéaire] dans chaque tronçon de la maille de la manière suivante :

$$\Delta H_t = \Delta H_l + \Delta H_s \dots \dots \dots (III-8)$$

$$\Delta H_l = J \cdot L = \lambda \cdot \frac{V^2}{2gD} \cdot Le \dots \dots \dots (III-9)$$

λ coefficient de frottement évolué par.

Formule de COLEBROOK :

$$\lambda = \left(-0.86 \ln \left(\frac{\varepsilon}{3.7D} + \frac{2.51}{Re \cdot \sqrt{\lambda}} \right) \right)^{-2} \dots \dots \dots (III-10)$$

La formule de NIKURADZE :

$$\lambda = (1.14 - 0.86 \ln \frac{\varepsilon}{D})^{-2} \dots \dots \dots (III-11)$$

L_e : La longueur équivalente

Les pertes de charge singulière sont estimée a 15% des pertes de charge linéaires :

$$\text{Alors. } \Delta H_T = 0.15 \Delta H_L + \Delta H_L$$

$$\Delta H_T = 1.15 \Delta H_L \dots \dots \dots (III-12)$$

Soit : $L_e = 1.15 L$

A partir de l'équation de continuité nous exprimons la vitesse en fonction des débits :

$$\text{Alors : } \Delta Q_0^2 \approx 0$$

$$\text{Donc : } \sum r (Q_0^2 + 2Q_0 \cdot \Delta Q_0) = 0$$

$$\sum r Q_0^2 = -2 \sum r Q_0 \cdot \Delta Q_0$$

$$\text{D'où : } \boxed{\Delta Q_0 = - \frac{\sum r Q_0^2}{2 \sum r Q_0}} \text{ m}^3/\text{s} \dots \dots \dots (III-13)$$

Correction propre aux mailles adjacentes avec le signe contraire de ΔQ .

Il suffit de faire la somme algébrique de ces corrections pour chaque tronçon et l'ajouter au débit Q_i pour avoir le débit Q_{i+1} .

Ces approximations pour chaque tronçon on l'ajoute au débit Q_i pour avoir le débit Q_{i+1}

Ces approximations sont poursuivies jusqu'à ce que la somme algébrique des pertes de charge sur un contour fermé quelconque soient inférieurs à 0.5 m.

III.8 Détermination des débits :

III.8.1 Le débit route :

Il est défini comme étant le débit reparti uniformément le long d'un tronçon du réseau, il est donné par la relation suivante :

$$\sum Q_r = Q_{cons} - \sum Q_{conc} \dots\dots\dots(III-14)$$

Avec $\sum Q_r$: Le débit route global

Q_{cons} : le débit consommé

$\sum Q_{conc}$: Somme de débits concentrés

III.8.2 Le débit spécifique :

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

$$Q_{sp} = \frac{\sum Q_r}{\sum L_i} \dots\dots\dots(III-15)$$

Q_{sp} : débit spécifique (l/s/m)

$\sum L_i$: Somme des longueurs des tronçons du réseau qui assurent le service en route (exprimé en mètre).

III.8.3 le débit au nœud :

Le débit au nœud est celui qui est concentré à chaque point de jonction des conduites du réseau, il doit être déterminé à partir de la relation suivante :

$$Q_{n,i} = 0.5 \sum Q_{ri-k} + \sum Q_{conc}$$

Avec $Q_{n,i}$: débit au nœud i

$\sum Q_{ri-k}$: somme des débits route des tronçons reliés au nœud i

ΣQ_{conc} : somme des débits concentrés au

III.9 Calcul des débits :

III.9.1 Cas de pointe :

Le cas de pointe est détecté à partir du graphique de consommation entre 10 heures et 11 heures.

Nous avons :

$$Q_{\text{cons}} = 310.1 \text{ m}^3/\text{h} \quad \Longrightarrow \quad = 86.14 \text{ l/s}$$

et $Q_{\text{conc}} = 0 \text{ l/s}$ (pas de débit concentré)

$$\text{Donc } Q_{\text{route}} = Q_{\text{cons}} - Q_{\text{conc}} = 86.14 - 0 = 86.14 \text{ l/s}$$

$$\Sigma L_i = 6430.78 \text{ m}, \text{ donc : } Q_{\text{spc}} = 86.14 / 6430.78 \text{ m} = 0.01339 \text{ l/s/m}$$

Tableau N° III.01: récapitulatif des débits de calcul pour ce cas de pointe.

Heures de pointe (10 heures à 11 heures)	Q_{cons} (l/s)	86.14
	Q_{conc} (l/s)	0
	Q_{route} (l/s)	86.14
	ΣL_i (m)	6430.78
	Q_{sp} (l/s/m)	0.01339

NB : Ces données nous permettent de calculer le débit route de chaque tronçon ainsi que le débit du chaque nœud du réseau.

Tous les résultats du calcul sont récapitulés dans le tableau ci-dessus. Tableau N° III.02

Tableau N° III.02: détermination des débits aux nœuds (cas de pointe)

N° de nœud	Tronçon	Longueur de tronçon(m)	Qsp	Qr (l/s)	Q nœud	Cote TN																																																																																													
		(m)	(l/s/m)	(l/s)	(l/s)	(m)																																																																																													
1	1_2	298.4	0.01339	4.175	4	200.3																																																																																													
	1_5	272.82		3.817			2	2_1	298.4	4.175	4.395	194.83	2_3	134.02	1.875	2_21	195.84	2.740	3	3_2	134.02	1.875	1.886	198.58	3_4	46.75	0.654	3_20	88.91	1.244	4	4_3	46.75	0.654	2.893	199.01	4_5	235.8	3.299	4_18	130.97	1.832	5	5_1	272.82	3.817	4.543	203.49	5_4	235.8	3.299	5_6	140.91	1.971	6	6_5	140.91	1.971	3.012	205.65	6_7	148.26	2.074	6_10	141.4	1.978	7	7_6	148.26	2.074	2.877	202.41	7_8	169.75	2.375	7_18	93.23	1.304	8	8_7	169.75	2.375	2.915	203.61	8_9	105.32	1.473	8_24	141.73	1.983	9	9_8	105.32	1.473	3.050	205.22	9_10	45.56	0.637
2	2_1	298.4		4.175	4.395	194.83																																																																																													
	2_3	134.02		1.875																																																																																															
	2_21	195.84		2.740																																																																																															
3	3_2	134.02		1.875	1.886	198.58																																																																																													
	3_4	46.75		0.654																																																																																															
	3_20	88.91		1.244																																																																																															
4	4_3	46.75		0.654	2.893	199.01																																																																																													
	4_5	235.8		3.299																																																																																															
	4_18	130.97		1.832																																																																																															
5	5_1	272.82		3.817	4.543	203.49																																																																																													
	5_4	235.8		3.299																																																																																															
	5_6	140.91		1.971																																																																																															
6	6_5	140.91		1.971	3.012	205.65																																																																																													
	6_7	148.26		2.074																																																																																															
	6_10	141.4		1.978																																																																																															
7	7_6	148.26		2.074	2.877	202.41																																																																																													
	7_8	169.75	2.375																																																																																																
	7_18	93.23	1.304																																																																																																
8	8_7	169.75	2.375	2.915	203.61																																																																																														
	8_9	105.32	1.473																																																																																																
	8_24	141.73	1.983																																																																																																
9	9_8	105.32	1.473	3.050	205.22																																																																																														
	9_10	45.56	0.637																																																																																																
	9_12	285.17	3.990																																																																																																

N°	Tronçon	Longueur (m)	Qsp (l/s/m)	Qr (l/s)	Q nœud(l/s)	Cote TN
10	10 -6	141.4	0.01339	1.978	2.277	203.9
	10_9	45.56		0.637		
	10_11	138.56		1.938		
11	11_10	138.56		1.938	3.365	199.1
	11_12	101.03		1.413		
	11_13	241.47		3.378		
12	12_9	285.17		3.990	3.336	194.8
	12_11	101.03		1.413		
	12_13	90.7		1.269		
13	13_11	241.47		3.378	4.741	190.2
	13_12	90.7		1.269		
	13_14	345.56		4.834		
14	14_8	196.25		2.746	4.568	198.79
	14_13	345.56		4.834		
	15_15	111.16		1.555		
15	15_14	111.16		1.555	5.603	203
	15_16	146.5		2.050		
	15_23	543.28		7.600		
16	16_15	146.5		2.050	3.652	202.15
	16_23	325.6		4.555		
	16_24	50.02		0.700		
17	17_19	36.74	0.514	3.003	179.76	
	17_22	199.88	2.796			
	17_24	192.66	2.695			
18	18_4	130.97	1.832	2.153	199.61	
	18_7	93.23	1.304			
	18_19	83.52	1.168			
19	19_17	36.74	0.514	2.051	198.56	
	19_18	83.52	1.168			
	19_20	173.02	2.421			
20	20_3	88.91	1.244	2.991	198.58	
	20_19	173.02	2.421			
	20_21	165.73	2.319			
21	21_2	195.84	2.740	5.174	187.45	
	21-20	165.73	2.319			
	21_22	378.1	5.290			

N°	Tronçon	Longueur (m)	Qsp (l/s/m)	Qr (l/s)	Q nœud (l/s)	Cote TN
22	22_17	199.86	0.01339	2.796	5.579	191.2
	22_21	378.1		5.290		
	22_23	219.58		3.072		
23	23_15	543.28		7.600	7.614	195.61
	23_16	325.6		4.555		
	23_22	219.58		3.072		
24	24_8	141.73		1.983	2.689	201.15
	24_16	50.02		0.700		
	24_17	192.66		2.695		

III.10 Répartition arbitraire des débits :

Après le calcul des débits aux nœuds, nous pouvons donc faire les répartitions arbitraires des débits pour pouvoir déterminer les diamètres dans chaque tronçon. (Voir schémas suivants)

III.11 Dimensionnement du réseau :

Le dimensionnement du réseau de distribution se fait à la base d'un logiciel appelé WETER CAD.

III.11.1 Description du logiciel WATER CAD

Water CAD® est un logiciel de modélisation hydraulique créé par la société Bentley qui fournit des solutions qui gèrent le cycle de vie complet des infrastructures, répondant aux besoins de divers métiers –architectes, ingénieurs urbanistes entrepreneurs en construction, fabricants, responsables informatiques, Opérateurs et techniciens de maintenance.

Le logiciel Water CAD peut déterminer la qualité de l'eau pour les systèmes de distribution d'eau potable, il intègre des outils avancés de modélisation, d'optimisation et de gestion parfaite du réseau. Il aide les ingénieurs et le service public dans l'analyse, la conception et l'optimisation des systèmes de distribution d'eau, notamment pour l'analyse de la quantité de flux disponible pour la lutte contre l'incendie, Dans cette étude nous avons travaillé avec La dernière version du logiciel (La version 8XM).

La perte de charge ou charge hydraulique perdue à cause du frottement de l'eau avec les parois du tuyau peut être calculée en utilisant l'une de ces trois formules

- Formule de Hazen-Williams
 - Formule de Darcy-Weisbach
 - Formule de Chezy-Manning
- **La formule de Hazen-Williams** est la formule de perte de charge la plus utilisée aux États-Unis. Elle ne peut pas être utilisée pour des liquides

autres que l'eau et a été initialement développée uniquement pour les écoulements turbulents

- **La formule de Chezy-Manning** est généralement utilisée pour les écoulements dans les canaux découverts et pour les grands diamètres.
- **la formule de Darcy-Weisbach** est théoriquement la plus correcte et est la plus largement utilisée en Europe. Elle s'applique à tous les régimes d'écoulement et à tous les liquides.
- **Tableau N°III.03** Formules de perte de charge totale

formule	Perte de charge
Hazen-Williams	$10,674 C^{-1.852} d^{-4.871} L$
Darcy-Weisbach	$0.0827 f(\varepsilon, d, q) d^{-5} L$
Chezy-Manning	$10,294 n^2 d^{-5.33} L$

Avec : C = coefficient de rugosité de Hazen-Williams

ε = coefficient de rugosité de Darcy-Weisbach (m)

f = facteur de friction (dépend de ε , d, et q)

n = coefficient de rugosité de Manning

d = diamètre du tuyau (m)

L = longueur du tuyau (m)

q = débit (m^3/s)

NB : La rugosité ε de la conduite dépend du matériau utilisé, de l'âge de la conduite et de la qualité d'eau.

Dans notre cas comme on a opté pour le P.E.H.D, la rugosité donnée par WETER CAD. est égal de 0.02mm.

III.11.2 Détermination des diamètres avantageux :

Le dimensionnement des conduites de la maille se fait avec le débit maximum qui passe à travers la conduite. Pour cette raison nous avons déterminé le débit arbitraire pour chaque tronçon. Pour déterminer les diamètres avantageux (écoulement gravitaire), on se base sur le tableau N°III.04 qui donne les diamètres avantageux en fonction des débits.

Tableau N° III.04 les diamètres avantageux en fonction des débits

Diamètres (mm)	50	75	100	125	150	175	200	250	300
Débit limites (l/s)	<3	3-7.3	7.3-10.6	10.6-15.10	15.10-19.8	19.8-26.5	26.5-42	42-65	65-93

Source : Extrait de l'ouvrage d'alimentation en eau potable d'ABRAMOV ed 1982

III.12 Vérification de la vitesse dans le réseau :

On doit vérifier la vitesse au niveau de chaque tronçon à l'aide de l'équation de continuité.

Cette vitesse doit être comprise dans l'intervalle (0.5 a1.5)m/s même jusqu'à 2 m/s et ce pour éviter :

- L'accumulation des dépôts solides.
- L'érosion des conduites.
- L'effet du régime transitoire.

III.13 Vérification des pressions dans le 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.

III.14 Résultats de la simulation hydraulique de réseau à l'horizon 2041

III.14.1 Cas de pointe :

Après plusieurs essais de simulation pour pouvoir respecter les normes de pressions et de vitesses, voici les résultats de la répartition définitive des débits et des pressions ainsi que les autres paramètres.

Les vitesses et les pertes de charge dans le réseau de distribution sont données par le tableau N°III.05

Tableau N° III.05 Calcul des paramètres hydrauliques en cas de pointe

Conduite	Nœud de départ	Nœud d'arriver	Diamètre	Longueur de tronçon	Vitesse	Perde de charge
			(mm)	(m)	(L/s)	(m/s)
I	II	III	IV	V	VI	VII
P-1	J-5	J-1	75	298.4	0.75	0.003
P-2	J-6	j-5	75	140.91	0.96	0.012
p-3	J-7	J-6	75	148.26	1.2	0.004
P-4	J-13	J-12	100	190.7	1.05	0.01
p-5	J-12	J-11	75	101.03	1.11	0.016
P-6	J-11	J-10	75	138.56	1.24	0.019
p-7	J-14	j-8	175	196.25	0.67	0.002
P-8	J-13	J-11	75	241.47	0.89	0.01
P-9	J-22	J-23	75	219.58	0.78	0.003
P-10	j-16	J-23	80	325.6	1.03	0.013
P-11	J-15	j-16	200	146.5	1.2	0.006
P-12	J-15	J-14	300	111.16	0.53	0.001
p-13	J-14	J-13	150	345.56	0.96	0.005
P-14	J-7	J-18	150	193.23	1.2	0.02
P-15	J-19	J-18	100	283.52	1.5	0.087
P-16	J-22	J-21	100	378.1	1.37	0.022
P-17	J-2	J-21	80	195.84	0.68	0.002
P-18	J-2	J-1	75	289.4	0.49	0.003
p-19	J-17	J-19	100	136.74	1.12	0.037
P-20	J-17	J-22	125	199.88	0.86	0.005
P-21	J-24	J-17	150	192.66	1.71	0.016
P-22	j-16	J-24	150	250.02	1.64	0.015
P-23	J-24	j-8	80	141.73	0.76	0.007
P-24	J-15	J-23	80	543.28	0.87	0.009

I	II	II	IV	V	VI	VII
P-25	J-18	J-4	150	130.97	0.67	0.003
P-26	J-4	J-3	125	146.75	0.55	0.002
P-27	J-4	j-5	100	235.8	0.49	0.003
P-28	J-3	J-2	100	134.02	0.62	0.004
P-29	J-9	J-10	75	245.56	1.42	0.025
P-30	J-9	j-8	75	105.32	1.11	0.052
P-31	J-10	J-6	80	141.4	1.89	0.039
P-32	T-1	J-15	350	10	0.89	0.002

Tableau N° III.06 Calcul des pressions de service en cas de pointe.

Nœud	Altitude	Q nœud	Charge	Pression
	(m)	(l/s)	(m)	(bars)
J-1	200.39	4	226.39	2.6
J-2	194.83	4.4	207.83	1.3
J-3	198.58	1.89	227.58	2.9
J-4	199	2.89	228	2.9
j-5	199	4.53	217	1.8
J-6	205.56	3.01	219.56	1.4
J-7	202.61	2.88	218.61	1.6
j-8	203.61	2.91	220.61	1.7
J-9	205.22	3.01	216.22	1.1
J-10	203.9	2.28	214.9	1.1
J-11	199.1	3.37	217.1	1.8
J-12	194.8	3.34	218.8	2.4
J-13	190.2	4.74	219.2	2.9
J-14	198.79	4.74	221.79	2.3
J-15	203	5.61	222	1.9
j-16	202.15	3.65	221.15	1.9
J-17	197.76	3	216.76	1.9
J-18	199.61	2.15	228.61	2.9
J-19	198.56	2.05	215.56	1.7
J-21	187.47	5.17	207.47	2
J-22	191.2	5.58	216.2	2.5
J-23	195.61	7.61	216.61	2.1
J-24	201.15	2.69	220.15	1.9

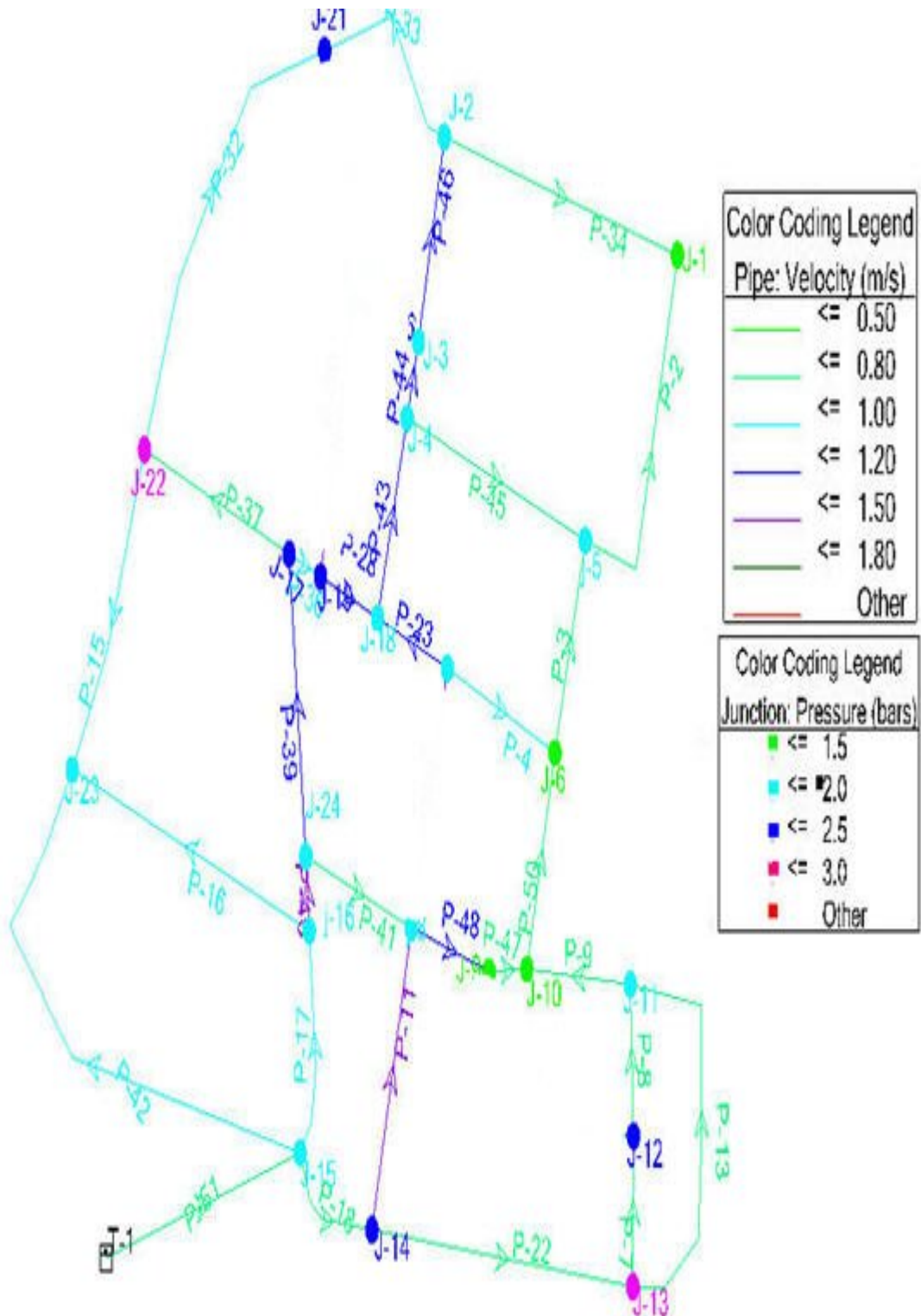


Figure N° III.04 : Schéma pression et vitesse pour le cas de pointe.

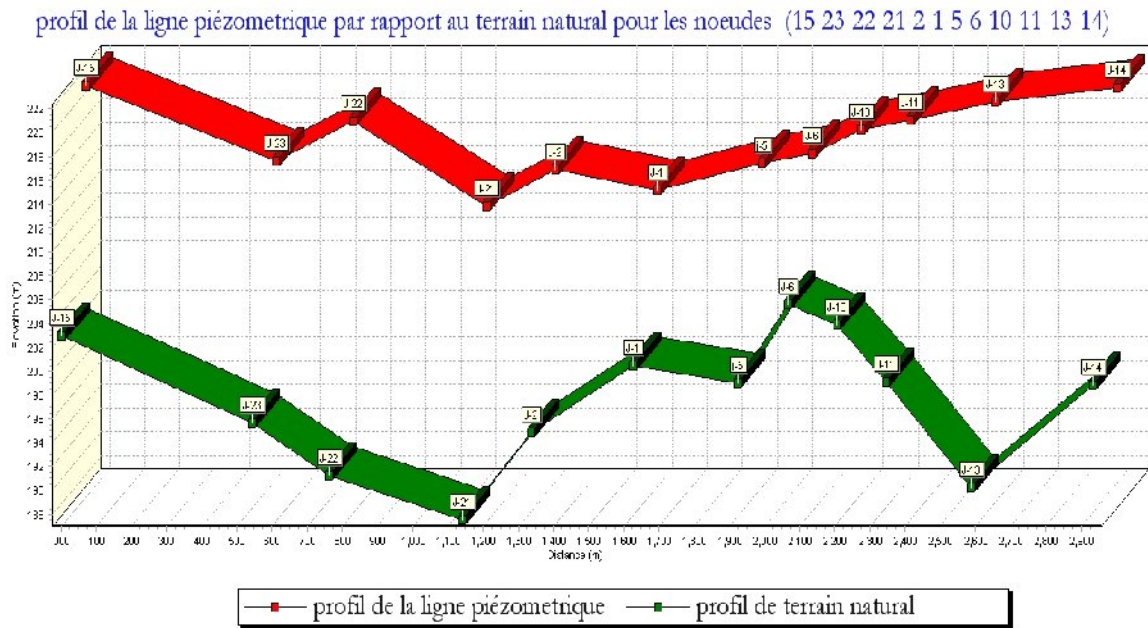


Figure N° III -05 Profil de la ligne piézométrique par rapport au terrain naturel pour les nœuds(15-23-22-2-1-5-6-10-11-13-14) cas de pointe

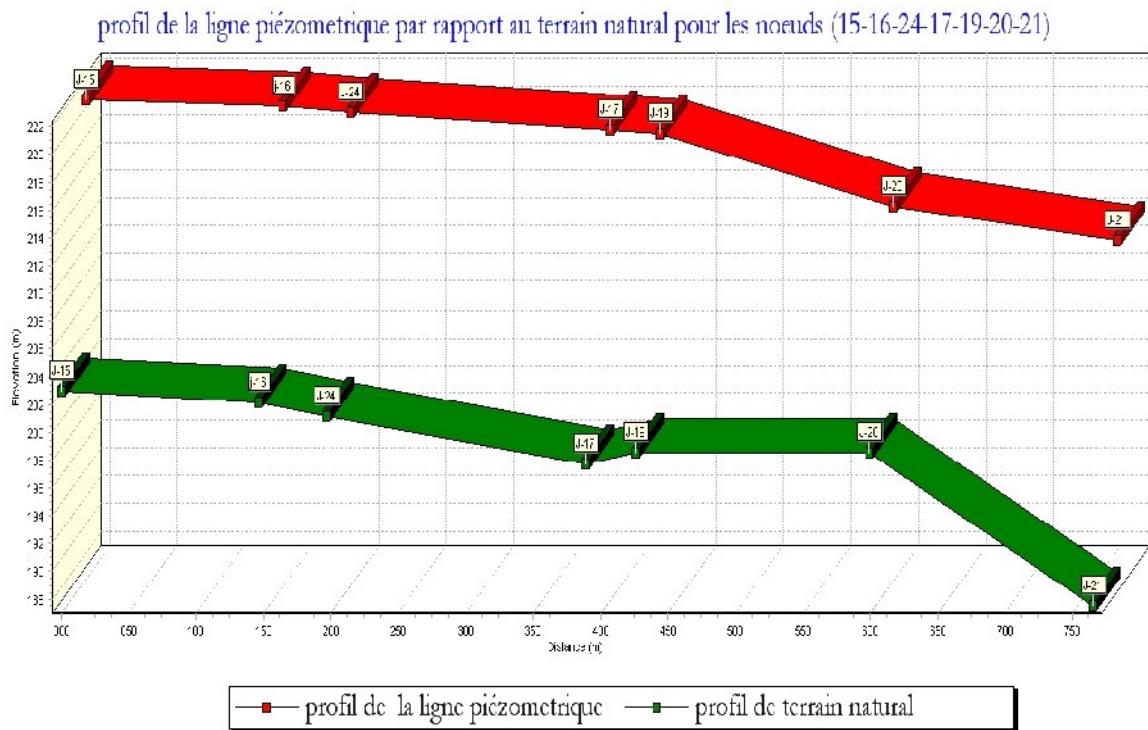


Figure N°III 06 Profil de la ligne piézométrique par rapport au terrain naturel pour les nœuds(15-16-24-17-19-20-21) cas de pointe

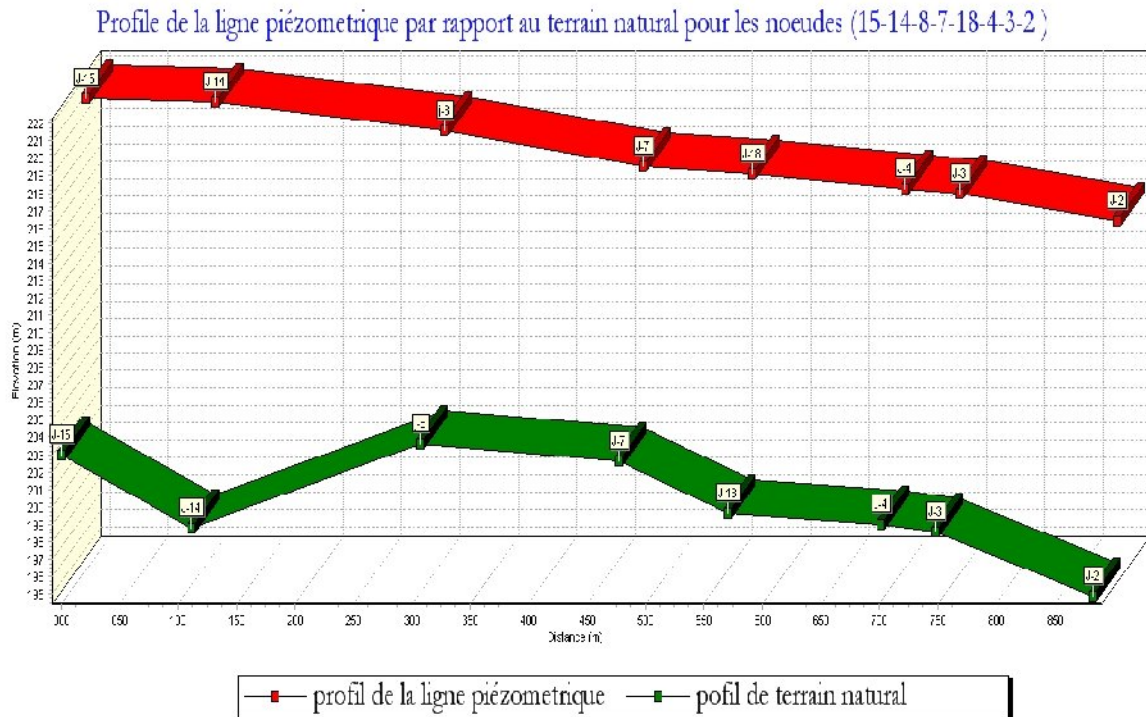


Figure N° III-07 Profil de la ligne piézométrique par rapport au terrain naturel pour les nœuds (15-14-8-7-18-4-3-2) **cas de pointe**

III.14. 2 Cas de pointe+incendie

Besoins en eau pour la lutte aux incendies a des caractéristiques assez particulières en termes de volume et de débits. En effet, la quantité d'eau requise pour lutter contre les incendies est faible lorsqu'elle est répartie sur toute l'année. Cependant, cette demande se fait pendant une période de temps courte à un taux, ou débit, très élevé.

Dans ce cas le calcul est se fait de la même manière que le cas précédent mais seulement on doit s'assurer que le débit d'incendie estimé à (17 l/s) se trouve au point le plus défavorable qui est dans notre cas le nœud N °9

Tableau N° III.07 : détermination des débits aux nœuds (cas de pointe +incendie)

N° de nœud	Tronçon	Longueur de tronçon	Qsp	Qr (l/s)	Q nœud	Cote TN
		(m)	(l/s/m)	(l/s)	(l/s)	(m)
1	1_2	298.4	0.01339	4.175	4	200.3
	1_5	272.82		3.817		
2	2_1	298.4		4.175	4.395	194.83
	2_3	134.02		1.875		
	2_21	195.84		2.740		
3	3_2	134.02		1.875	1.886	198.58
	3_4	46.75		0.654		
	3_20	88.91		1.244		
4	4_3	46.75		0.654	2.893	199.01
	4_5	235.8		3.299		
	4_18	130.97		1.832		
5	5_1	272.82		3.817	4.543	203.49
	5_4	235.8		3.299		
	5_6	140.91		1.971		
6	6_5	140.91		1.971	3.012	205.65
	6_7	148.26		2.074		
	6_10	141.4		1.978		
7	7_6	148.26		2.074	2.877	202.41
	7_8	169.75		2.375		
	7_18	93.23		1.304		
8	8_7	169.75	2.375	2.915	203.61	
	8_9	105.32	1.473			
	8_24	141.73	1.983			
9	9_8	105.32	1.473	20.05	205.22	
	9_10	45.56	0.637			
	9_12	285.17	3.990			
10	10 -6	141.4	1.978	2.277	203.9	
	10_9	45.56	0.637			
	10_11	138.56	1.938			
11	11_10	138.56	1.938	3.365	199.1	
	11_12	101.03	1.413			
	11_13	241.47	3.378			
12	12_9	285.17	3.990	3.336	194.8	
	12_11	101.03	1.413			
	12_13	90.7	1.269			

N°	Tronçon	Longueur (m)	Qsp(l/s/m)	Qr (l/s)	Q nœud(l/s)	Cote TN (m)
13	13_11	241.47	0.01339	3.378	4.741	190.2
	13_12	90.7		1.269		
	13_14	345.56		4.834		
14	14_8	196.25		2.746	4.568	198.79
	14_13	345.56		4.834		
	15_15	111.16		1.555		
15	15_14	111.16		1.555	5.603	203
	15_16	146.5		2.050		
	15_23	543.28		7.600		
16	16_15	146.5		2.050	3.652	202.15
	16_23	325.6		4.555		
	16_24	50.02		0.700		
17	17_19	36.74		0.514	3.003	179.76
	17_22	199.88		2.796		
	17_24	192.66		2.695		
18	18_4	130.97		1.832	2.153	199.61
	18_7	93.23		1.304		
	18_19	83.52		1.168		
19	19_17	36.74		0.514	2.051	198.56
	19_18	83.52		1.168		
	19_20	173.02		2.421		
20	20_3	88.91		1.244	2.991	198.58
	20_19	173.02		2.421		
	20_21	165.73		2.319		
21	21_2	195.84	2.740	5.174	187.45	
	21-20	165.73	2.319			
	21_22	378.1	5.290			
22	22_17	199.86	2.796	5.579	191.2	
	22_21	378.1	5.290			
	22_23	219.58	3.072			
23	23_15	543.28	7.600	7.614	195.61	
	23_16	325.6	4.555			
	23_22	219.58	3.072			
24	24_8	141.73	1.983	2.689	201.15	
	24_16	50.02	0.700			
	24_17	192.66	2.695			

Tableau N° III.08 Calcul des paramètres hydrauliques en cas de pointe +incendie

Conduite	Nœud de départ	Nœud d'arriver	Diamètre	Longueur de tronçon	Vitesse	Perde de charge
			(mm)	(m)	(L/s)	(m/s)
I	II	III	IV	V	VI	VII
P-1	J-5	J-1	100	298.4	0.75	0.003
P-2	J-6	j-5	175	140.91	0.96	0.012
p-3	J-7	J-6	75	148.26	1.2	0.004
P-4	J-13	J-12	100	190.7	1.05	0.01
p-5	J-12	J-11	75	101.03	1.11	0.016
P-6	J-11	J-10	100	138.56	1.24	0.019
p-7	J-14	j-8	175	196.25	0.67	0.002
P-8	J-13	J-11	75	241.47	0.89	0.01
P-9	J-22	J-23	75	219.58	0.78	0.003
P-10	j-16	J-23	125	325.6	1.03	0.013
P-11	J-15	j-16	200	146.5	1.2	0.006
P-12	J-15	J-14	300	111.16	0.53	0.001
p-13	J-14	J-13	150	345.56	0.96	0.005
P-14	J-7	J-18	150	193.23	1.2	0.02
P-15	J-19	J-18	100	283.52	1.5	0.087
P-16	J-22	J-21	100	378.1	1.37	0.022
P-17	J-2	J-21	100	195.84	0.68	0.002
P-18	J-2	J-1	75	289.4	0.49	0.003
p-19	J-17	J-19	100	136.74	1.12	0.037
P-20	J-17	J-22	125	199.88	0.86	0.005
P-21	J-24	J-17	150	192.66	1.71	0.016
P-22	j-16	J-24	150	250.02	1.64	0.015
P-23	J-24	j-8	80	141.73	0.76	0.007
P-24	J-15	J-23	120	543.28	0.87	0.009
P-25	J-18	J-4	150	130.97	0.67	0.003
P-26	J-4	J-3	125	146.75	0.55	0.002
P-27	J-4	j-5	100	235.8	0.49	0.003
P-28	J-3	J-2	100	134.02	0.62	0.004
P-29	J-9	J-10	100	245.56	1.42	0.025
P-30	J-9	j-8	75	105.32	1.11	0.052
P-31	J-10	J-6	80	141.4	1.89	0.039
P-32	T-1	J-15	350	10	0.89	0.002

Tableau N° III.09 Calcul des pressions de service en cas de pointe (cas de pointe+incendie)

Nœud	Altitude (m)	Q nœud (l/s)	Charge (m)	Pression (bars)
J-2	194.83	4.4	217.83	2.3
J-3	198.58	1.89	227.58	2.9
J-4	199	2.89	229	3
J-5	199	4.53	211	1.2
J-6	205.56	3.01	221.56	1.6
J-7	202.61	2.88	217.61	1.5
J-8	203.61	2.91	215.61	1.2
J-9	205.22	20.01	229.22	2.4
J-10	203.9	2.28	226.9	2.3
J-11	199.1	3.37	217.1	1.8
J-12	194.8	3.34	218.8	2.4
J-13	190.2	4.74	219.2	2.9
J-14	198.79	4.74	221.79	2.3
J-15	203	5.61	222	1.9
J-16	202.15	3.65	221.15	1.9
J-17	197.76	3	216.76	1.9
J-18	199.61	2.15	225.61	2.6
J-19	198.56	2.05	215.56	1.7
J-21	187.47	5.17	217.47	3
J-22	191.2	5.58	203.2	1.2
J-23	195.61	7.61	225.61	3
J-24	201.15	2.69	227.15	2.6

Nomenclature :

P (PIPE) : conduite.

J (JUNCTION) : nœud.

T (TANK) : réservoir.

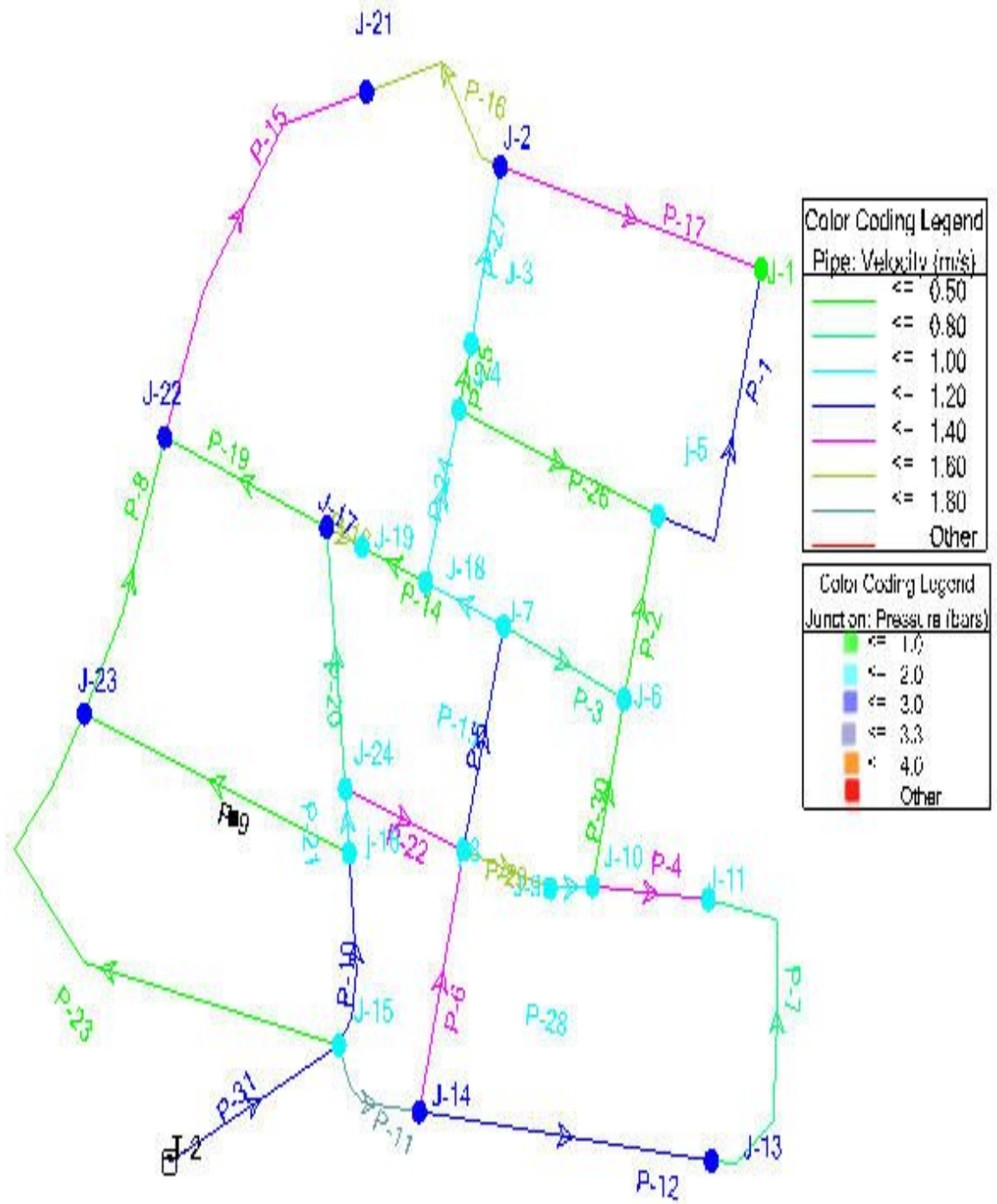


Figure N° III.04 : Schéma pression et vitesse pour le cas de pointe+incendie

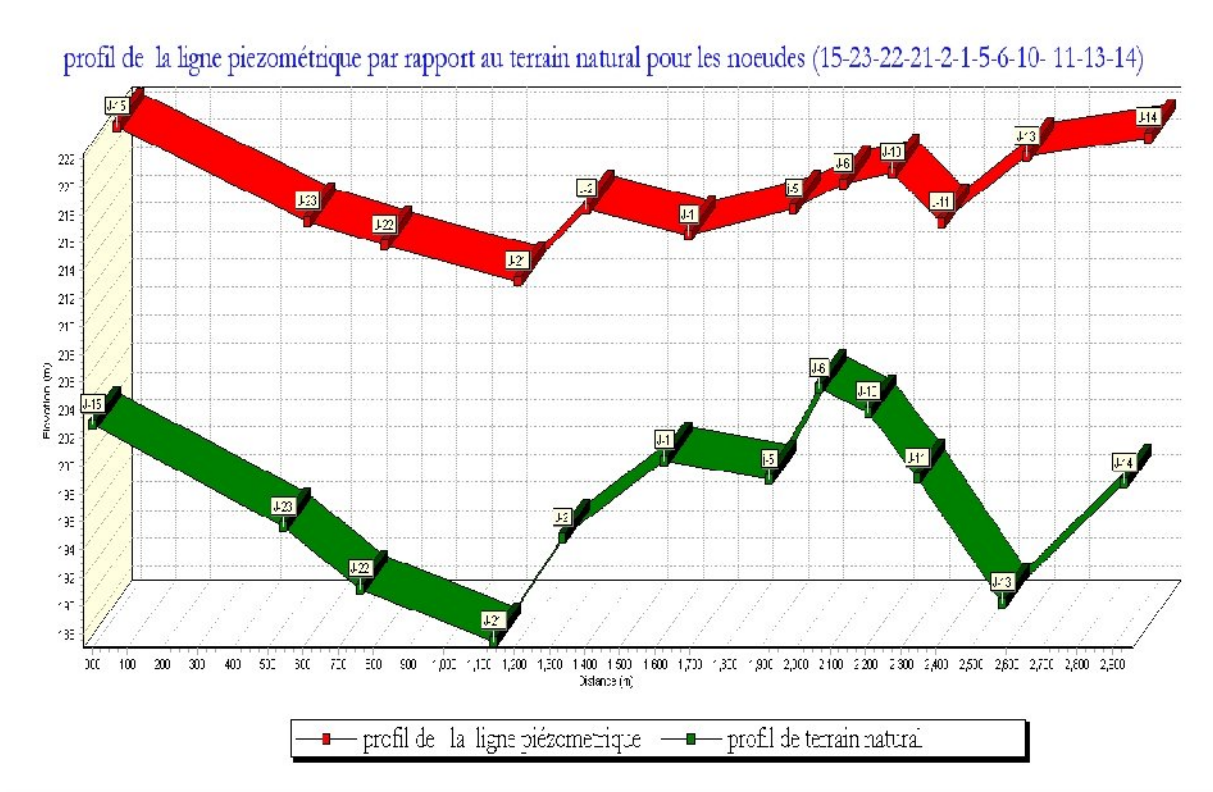


Figure N° III 09 : Profil de la ligne piézométrique par rapport au terrain naturel pour les nœuds(15-23-22-2-1-5-6-10-11-13-14) cas de pointe+incendie

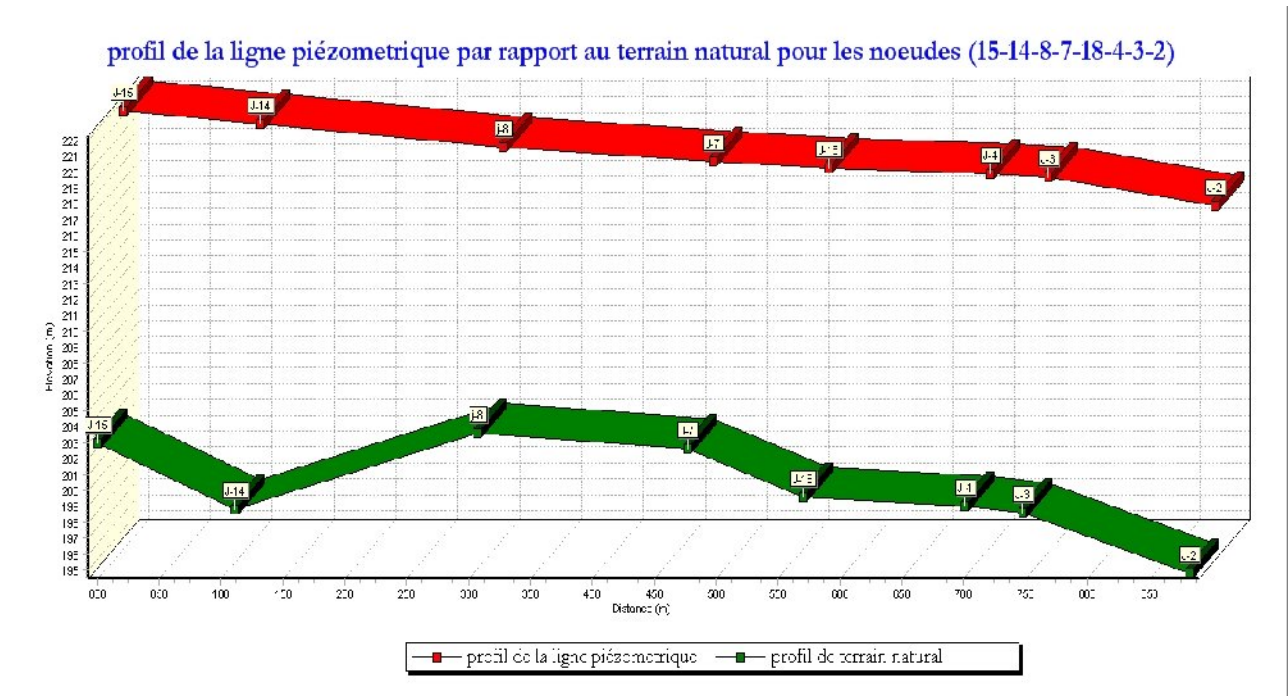


Figure N010 : Profil de la ligne piézométrique par rapport au terrain naturel pour les nœuds (15-14-8-7-18-4-3-2) cas de pointe+incendie

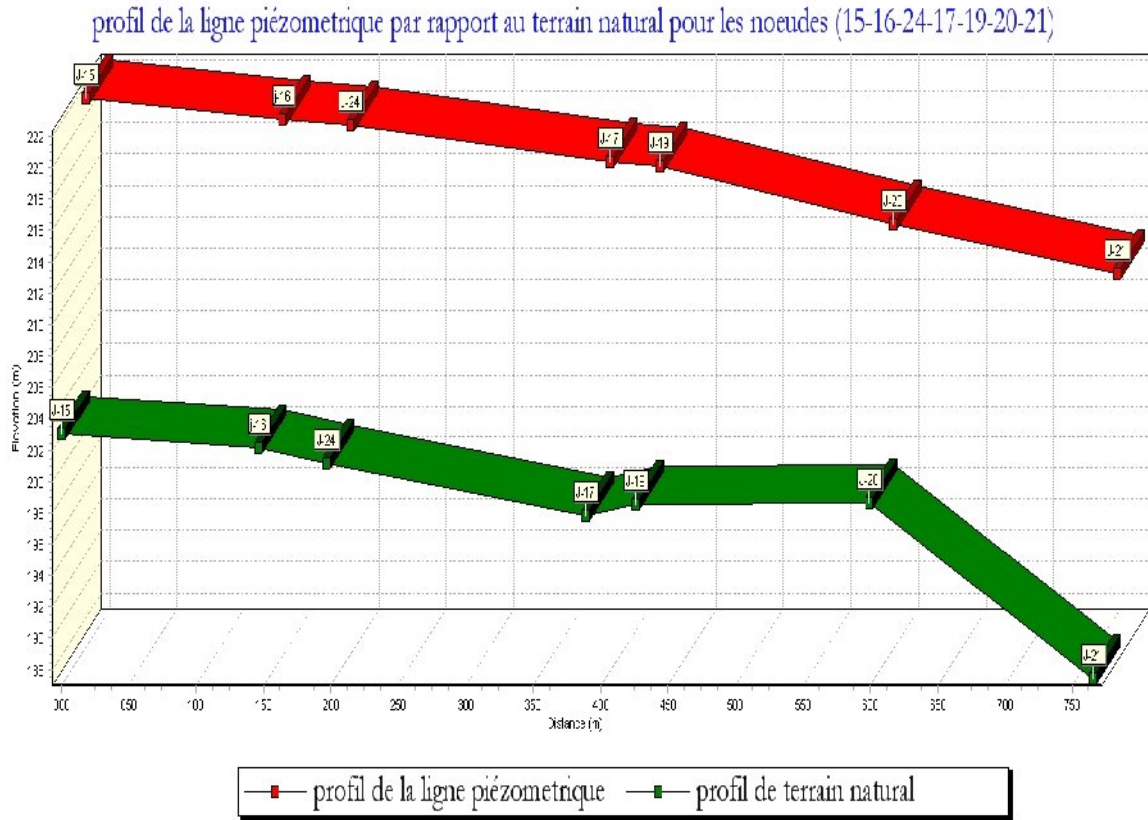


Figure N° III-11 Profil de la ligne piézométrique par rapport au terrain naturel pour les nœuds(15-16-24-17-19-20-21) cas de pointe+incendie

III 15 Eléments particuliers du réseau de distribution

III.15 -1 Structure des réseaux:

L'eau est distribuée aux consommateurs par des réseaux des conduites locaux, à l'intérieur de la zone alimentée. Les principaux éléments d'un réseau de distribution sont: les conduites, les branchements et les pièces spéciales (coudes, raccords, vannes, compteurs, bouches d'incendies, ...).

III.15 -2 Types de tuyaux:

Les tuyaux les plus couramment utilisés pour l'adduction sont en acier, en béton armé et en Béton précontraint, en ce qui concerne les conduites de distribution, on utilise généralement des tuyaux en fonte, en amiante-ciment et en matière plastique

III.15 -3 Choix du matériau des conduites :

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

III.15 -4 Caractéristiques des matériaux

Il existe trois grandes familles de matériaux,

Des matériaux métalliques.

Des matériaux à base de ciment.

Des matériaux plastiques.

a)-Les matériaux métalliques :

a) 1 Tuyaux en acier:

C'est de l'acier doux, soudable (possibilité de soudure des raccords et bifurcations), les tuyaux peuvent être obtenus soit par laminage soit par soudage (demi- cylindres ou tôle en hélice), l'acier nécessite un revêtement intérieur (à base de bitume) et un revêtement extérieur (par la soie de verre noyée dans un bitume de houille: anticorrosion)

a) 2 - Tuyaux en fonte:

La fonte grise est le matériau le mieux adapté à l'établissement des conduites en terrées, par sa longévité. Les tuyaux en fonte sont très robustes, résistants à la corrosion mais fragiles.

Tableau 01 Matériaux métalliques : particularités, qualités et inconvénients

MATERIAUX METALLIQUES	PARTICULARITES	ATOUTS	LIMITES / PRECAUTIONS D'EMPLOI
Fonte ductile	revêtement intérieur en ciment	- résistance mécanique	- coûts de manutention (poids) - nombre de joints important - nécessite une protection cathodique passive
Acier	- revêtement intérieur - revêtement extérieur thermo-plastique, depuis 1990 : . polyéthylène tri-couches . polypropylène tri-couches	- bonne étanchéité, - diminution du nombre de joints	- nécessite une protection cathodique active
Fonte grise	La fonte grise n'est aujourd'hui plus posée.		- sensibilité à la corrosion car posée sans protection cathodique (cependant ce type de fonte est moins sensible à la corrosion que la fonte ductile) - sensibilité aux chocs et surpressions (risques de cassures)
Plomb	INTERDIT (décret n° 95-363 du 5 avril 1995 et arrêté du 10 juin 1996)		- Risque de dissolution du plomb dans l'eau lorsque l'eau est agressive

B) Amiante ciment

Ce matériau a constitué dans beaucoup de pays entre les années 1950 et 1990 un élément fondamental du développement des réseaux urbains : pas cher, fabrication facilement décentralisée, résistant à la pression, neutre, facile à poser ; son principal défaut était une certaine fragilité à la manutention et une faible résistance à l'écrasement, défaut à l'origine de plusieurs incidents. Depuis les années 1980 il s'est avéré que la mise en œuvre du matériau amiante présentait de très graves dangers pour la santé des ouvriers (et non des usagers).

Ce matériau fait donc l'objet d'une procédure d'interdiction qui doit être respectée

Tableau 02 Matériaux à base de ciment : particularités, qualités et inconvénients

MATERIAUX A BASE DE CIMENT	PARTICULARITE:	ATOUTS	LIMITES / PRECAUTIONS D'EMPLOI
Amiante-ciment	INTERDIT		<ul style="list-style-type: none"> - sensibilité au choc - dissolution du liant hydraulique en cas d'eau agressive - exposition des travailleurs à l'amiante, lors de travaux d'entretien sur ces canalisations
Béton	utilisé pour des diamètres de 400 à 4000 mm	bonne résistance mécanique	- possibilité d'affecter les caractéristiques organoleptiques de l'eau par relargage de produits

c) Des matériaux plastiques

c). 1 PVC (polychlorure de vinyle)

Depuis la généralisation des joints à emboîtement en caoutchouc, les tuyauteries en PVC forment un constituant important des réseaux urbains. Les avantages de ce matériau sont nombreux et importants : légèreté, peu fragile au transport, non corrodable, peu sensible à l'incrustation, facilité de montage

Les inconvénients sont peu nombreux : coût relativement élevé des pièces spéciales, grande sensibilité aux rayonnements U.V. donc précautions de stockage, faible résistance à l'écrasement.

c).2 Polyéthylène

Ce matériau, neutre comme le PVC, est en plein développement. Les restrictions de son usage sont dues à son mode de jointoiment, qui ne peut être que soudé. Ainsi le polyéthylène constitue le matériau par excellence pour les tuyauteries de branchement et pour les tuyauteries de raccordement de petit diamètre, son emploi est plus limité pour les diamètres supérieurs mais il peut être particulièrement recommandé pour les passages en terrain marécageux, les traversées de rivières.

Tableau 03 Matériaux organiques : particularités, qualités et inconvénients

MATERIAUX ORGANIQUES	PARTICULARITES	ATOUTS	LIMITES / PRECAUTIONS D'EMPLOI
PVC (polychlorure de vinyle) Joints collés et joints élastomères	diamètres variés, surtout inférieurs à 300 mm	- résiste à la corrosion, - flexible, - légèreté facilitant la pose - raccords faciles.	- matériaux relativement sensibles aux variations de température, - relargage de certaines substances - perméation (hydrocarbures) - remblai à exécuter avec le plus grand soin <u>Pour les vieux PVC :</u> - fuites fréquentes aux niveau des joints collés.
PE (polyéthylène)	existe en deux qualités : - haute densité (PEhd) - basse densité (PEbd)	- résiste aux ultraviolets, - résiste à la corrosion, - flexible, - légèreté facilitant la pose	- nécessite un savoir-faire spécifique pour la réalisation des raccords - dans les sous-sols pollués, risques, à terme, de perméation (hydrocarbures)

Pour notre étude le choix de type de matériau de ces conduites on opte pour le PEHD car il a les avantages suivants :

- Bonne résistance à la corrosion interne, externe, microbiologique et à l'entartage
- Disponibilité sur le marché ;

- Facilité de pose (grande flexibilité), possibilité d'enroulement en couronne pour les petits diamètres
- Fiabilité au niveau des branchements (réduction de risque de fuite) ;
- Bonne caractéristique hydraulique (coefficient de rugosité très faible) ;
- Durée de vie prouvée par l'expérience et le test de vieillissement théoriquement de 50 ans à une température de 20°C.

III.16 Appareils et accessoires du réseau :

Sur une canalisation, différents organes et accessoires sont installés pour :

- Assurer un bon écoulement.
- Régulariser les pressions et mesurer les débits
- Protéger les canalisations

Les accessoires qui devront être utilisés pour l'équipement du réseau de distribution sont les suivants :

III.16 -1 Robinets vannes de sectionnements :

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, leur manœuvre s'effectue à partir du sol au moyen d'une clé dite « béquille »

III.16 -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) et un diamètre de 100mm.

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

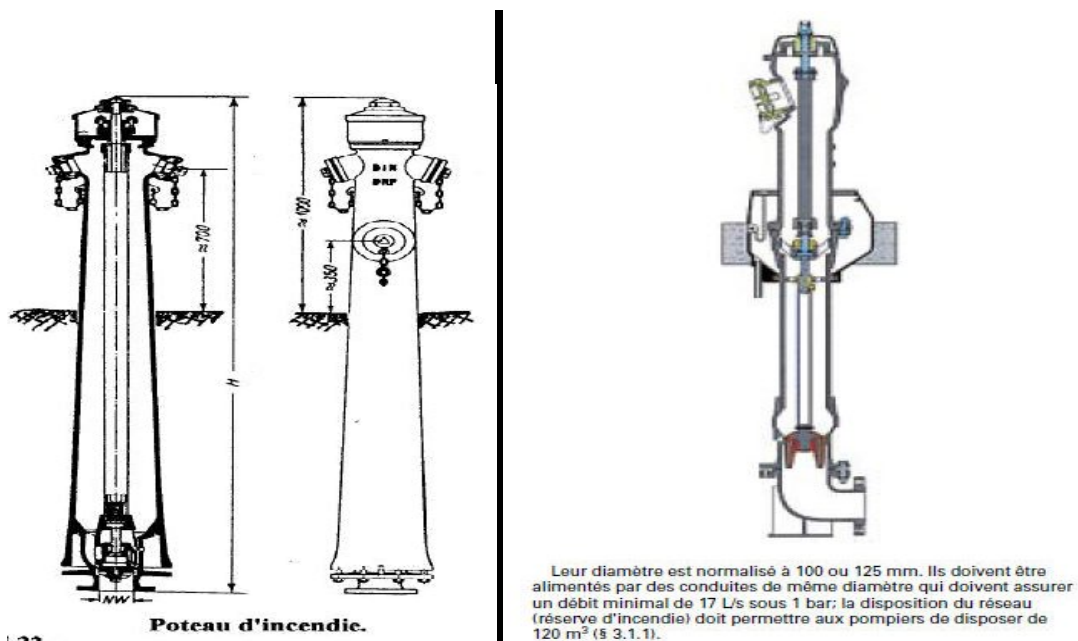


Figure N° III 10 Poteau d'incendie

III.17 Organes de raccordement :

Les organes de raccordement sont nécessaires pour :

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

III.17 .1 Coudes :

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

On y distingue des coudes à deux emboîtements ou bien à emboîtements et à bout lisse ; les deux types de coude se présentent avec un angle α de : $\frac{1}{4}$ (90°), $\frac{1}{8}$ (45°), $\frac{1}{16}$ ($22^\circ30'$), $\frac{1}{32}$ ($11^\circ15'$).

III.17 .2 Cônes :

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

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

III.17 -3 Tés :

Les tés sont utilisés dans le but de soutirer un débit d'une canalisation ou d'ajouter un débit complémentaire. Ils sont rencontrés au niveau des réseaux maillés, ramifiés et des canalisations d'adduction en cas de piquage.

III.17 -4 Joints de démontage :

En pratique, on rencontre des manchons à bouts lisses des deux extrémités, à deux emboîtements, à emboîtement et bout lisse, à deux brides, à bride et bout lisse, à emboîtement et bride, on les rencontre surtout au niveau des montages des appareils accessoires (vannes, clapet...) et au niveau de certains joints.

III.18 Conclusion :

Après simulation, nous avons obtenu des pressions jusqu'à 3bars et des vitesses acceptables sur la plupart des tronçons, comprise entre 0,5 et 1,5 m/s.

Chapitre IV

Le réservoir

IV-1 Introduction

Les réservoirs sont des ouvrages hydrotechniques variés nécessitant une étude technique approfondie afin qu'ils puissent remplir à bien, les tâches auxquelles ils sont conçus. Ils servaient de réserve d'eau, cependant leur rôle a sensiblement changé au cours du temps.

IV-2 Rôle des réservoirs

Son premier rôle est l'emmagasinement d'eau pendant les heures creuses où la consommation est faible et restituer cette eau pendant les autres heures où la consommation est importante.

- Il a pour rôle d'équilibre c'est-à-dire construit dans une zone là où la pression est faible dans le but de la relever.
- Assurer la continuité de la distribution pendant l'arrêt de la pompe.
- Assurer la réserve d'incendie.
- Réduire la consommation de l'énergie électrique aux heures de pointe.
- la réserve d'incendie est accumulée dans le réservoir d'accumulation.

IV-3 Emplacement de réservoir

L'emplacement du réservoir pose souvent un problème délicat à résoudre. Pour cela nous sommes amenés à tenir compte des certaines considérations techniques et économiques suivantes :

- Il est préférable que l'emplacement puisse permettre une distribution gravitaire, c'est-à-dire que la côte du radier doit être supérieure à la côte piézométrique maximale dans le réseau.

- Pour des raisons économiques, il est préférable que son remplissage se fasse gravitairement, c'est-à-dire le placer à un point bas par rapport à la prise d'eau.

- L'implantation doit se faire aussi de préférence, à l'extrémité de la ville ou à proximité du centre important de consommation.

-L'emplacement du réservoir doit être choisi de telle façon à pouvoir satisfaire les abonnés de point de vue pression.

IV-4 Choix du type du réservoir

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.

Dans le cas de notre projet, le réservoir existant est un réservoir surélevé ayant les caractéristiques suivantes :

- Capacité de stockage : 800 m³
- Diamètre : 17.80 m
- Hauteur : 4.00 m
- CTN : 188.00m NGA
- CR : 213m NGA
- CA : 217.10 m NGA
- Surélévation : 25 m



Figure N° IV-01 le réservoir existant

Il est équipé des conduites suivantes :

- Conduite d'arrivée de DN 500mm en amiante ciment
- Conduite de trop plein de DN20 mm en fonte
- Conduite principale de distribution DN300 mm en amiante ciment.

IV-5 Equipement du réservoir

Un réservoir unique ou compartimenté doit être équipé :

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

Toutes ces conduites doivent normalement aboutir dans une chambre de manœuvre. Le traversée des parois des réservoirs par les diverses canalisations peuvent s'effectuer, soit à l'aide des gaines étanches comprenant un corps en fonte muni de cannelures extérieures et de deux brides de raccordement, soit au moyen de manchons et viroles à double bride.

IV-5 .1 Conduite d'alimentation

Cette conduite du type refoulement ou gravitaire, toujours à l'opposé de la conduite de départ, pour provoquer un meilleur brassage. Cette arrivée permet le renouvellement d'eau par mélange en créant perturbation et écoulement par rouleaux. Les robinets à flotteurs destinés à alimenter ou à interrompre l'arrivée d'eau dans les réservoirs doivent être d'un type anti-bélier .

IV-5 .2 Conduite de départ ou de distribution

Cette conduite est placée à l'opposé de la conduite d'arrivée à quelque centimètre au-dessus du radier (15 à 20 cm) pour éviter l'entrée de matières en suspension. L'extrémité est munie d'une crépine courbée pour éviter le phénomène de vortex (pénétration d'air dans la conduite). Cette conduite est équipée d'une vanne à survitesse permettant la fermeture rapide en cas de rupture au niveau de cette conduite.

IV-5 .3 Conduite de trop-plein

Cette conduite permet d'évacuer l'excès d'eau au réservoir en cas où la pompe ne s'arrête pas. Si le réservoir est compartimenté, chaque cuve doit avoir une conduite de trop-plein. Ces conduites doivent se réunir dans la chambre de manœuvre pour former un joint hydraulique évitant la pénétration de tous corps étrangers.

IV-5 .4 Conduite de décharge ou de vidange

La conduite de vidange doit partir du point le plus bas du radier. Elle permet la vidange du réservoir en cas de nettoyage ou de réparation. Elle est munie d'un robinet vanne, et se raccorde généralement à la conduite de trop-plein. Le robinet vanne doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter les dépôts de sable.

IV-5 .5 Conduite by-pass

C'est un tronçon de conduite qui relie la conduite d'arrivée et la conduite de départ dans le cas d'un réservoir unique non compartimenté. Cette conduite fonctionne quand le réservoir est isolé pour son entretien ou dans le cas d'une incendie à forte charge.

IV-5 .6 Matérialisation d'une réserve d'incendie

C'est une disposition spéciale de la tuyauterie qui permet d'interrompre l'écoulement, une fois le niveau de la réserve d'incendie est atteint, pour cela ; nous avons intérêt à équiper notre ouvrage, d'un système à siphon permettant de transiter l'eau du réservoir tout en préservant la quantité destinée pour l'incendie. Cette interdiction sera bien entendu, levée par une manœuvre manuelle, effectué sur place ou à distance en cas d'incendie. Autrement dit, un événement d'un siphon interdit l'utilisation de l'eau au dessus d'un niveau défini au préalable.

IV-6 Vidange et remplissage des réservoirs

Nous distinguons trois cas :

- a) le réservoir n'étant plus alimenté, le débit d'apport est nul ($Q_{\text{apport}}=0$).
c'est la vidange rapide ;
- b) le réservoir est alimenté avec le débit d'apport inférieur au débit sortant Q_s .
- c) le réservoir est alimenté avec le débit d'apport supérieur au débit sortant Q_s .

IV-7 Entretien des réservoirs :

Les structures du réservoir doivent faire l'objet d'une surveillance régulière en ce qui concerne toutes les fissures éventuelles que les phénomènes de corrosions sur les parties métalliques en raison de l'atmosphère humide qui y règne.

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

- Isolement et vidange de la cuve ;
- Elimination des dépôts sur les parois ;
- Examen et réparations éventuelles de celle-ci ;
- Désinfection à l'aide des produits chlorés ;
- Remise en service ;

IV-8 Détermination de la capacité du réservoir

Pour satisfaire au rôle qu'ils doivent jouer, les réservoirs doivent avoir une capacité suffisante. La capacité du réservoir doit être estimée en tenant compte des variations des débits à l'entrée comme à la sortie ; c'est-à-dire d'une part du mode d'exploitation des ouvrages situés en amont et d'autre part de la variation de la demande.

Le plus souvent, la capacité est calculée pour satisfaire aux variations journalières de débit de consommation en tenant compte bien entendu du jour de plus forte consommation et de la réserve d'eau destinée à l'incendie. Pour notre projet et pour déterminer la capacité du réservoir on utilise la méthode analytique.

IV-9 Comparaison entre le volume calculé et le volume existant

Pour le calcul de ce volume, nous utilisons la méthode analytique. Cette capacité sera déduite à partir des résidus, entre le cumul d'apport et de départ d'eau pour chaque heure, pendant 24 heures comme le montre le tableau ci-dessous, en ajoutant bien sûr la réserve minimale destinée à l'incendie, elle est estimée à 120m³ c'est-à-dire pendant deux heures du fait qu'au delà l'incendie aura tout détruit.

Le volume utile est donné par la relation suivante :

$$V_{cal} = P\% * Q_{max,j} \dots\dots\dots (IV.1)$$

P% : représente le maximum des restes de Q_{max,j}.

Q_{max,j} : débit maximal journalier

Le Tableau V-1 Donne le calcul de la capacité du réservoir :

Heures	Apports	Distribution (%)	Surplus	Deficit (%)	Résidu (%)
00 - 01	5	1.5	3,5	-	3,5
01 - 02	5	1.5	3,5	-	7
02 - 03	5	1.5	3,5	-	10,5
03 - 04	5	1.5	3,5	-	14
04 - 05	5	2.5	2,5	-	16,5
05 - 06	5	3.5	1,5	-	18
06 - 07	5	4.5	0,5	-	18,5
07 - 08	5	5.5	-	0,5	18
08 - 09	5	6.25	-	1,25	16,75
09 - 10	5	6.25	-	1,25	15,5
10 - 11	5	6.25	-	1,25	14,25
11 - 12	5	6.25	-	1,25	13
12 - 13	5	05	-	0,00	13
13 - 14	5	05	-	0,00	13
14 - 15	5	5.5	-	0,5	12,5
15 - 16	5	06	-	1	11,5
16 - 17	5	06	-	1	10,5

Heures	Apports	Distribution	Surplus	Deficit (%)	Résidu (%)
17 - 18	5	5.5	-	0,5	10
18 - 19	5	05	-	0,00	10
19 - 20	5	4.5	0,5	-	10,5
20 - 21	-	04	-	4	6,5
21 - 22	-	03	-	3	3,5
22 - 23	-	02	-	2	1,5
23 - 00	-	1.5	-	1.5	0
Total	100 %	100 %	--	--	--

Calcul de la capacité du réservoir :

Et le volume de réservoir $V_t = V_{cal} + V_{inc}$ (IV.2)

Avec V_{inc} : volume réservé pour l'incendie ; il est estimé à 120m^3

- Le volume résiduel sera : $V_{cal} = \frac{18.5 * 4522.40}{100} = 836.65 \text{ m}^3$
- La capacité totale sera : $V_t = 836.64 + 120 = 956.65 \text{ m}^3$
- La capacité normalisée sera : $V_n = 1000 \text{ m}^3$.

IV-10 Dimensions du réservoir

La hauteur optimale d'eau utile h est située entre 3 et 6 m. Cette hauteur peut atteindre 7 à 8 m dans le cas de grands réservoirs.

On pose: $h = 6 \text{ m}$.

IV-10 .1 Le diamètre de la cuve

$$S = \frac{V_n}{h} \Rightarrow \frac{\pi * D^2}{4} = \frac{V_n}{h} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 * V_n}{\pi * h}} \dots\dots\dots (IV.3)$$

V_n : capacité normalisée du réservoir (m^3) ;

S : section du réservoir (m^2) ;

D : diamètre de la cuve (m) ;

h : hauteur utile optimale d'eau (m),

AN: $D = \sqrt{\frac{4 * 1000}{3,14 * 6}} \Rightarrow D = 14.57\text{m}$, on prend : **D = 15 m**

IV-10 -2 Réévaluation de la hauteur d'eau h :

$$h = \frac{4 * V_n}{\pi * D^2} \dots\dots\dots (IV.4)$$

AN: $h = \frac{4 * 1000}{3,14 * 15^2} \Rightarrow \mathbf{h = 5,66 m}$

IV.10 .3 La section de la cuve :

$$S = \frac{V_n}{h} \dots\dots\dots (IV.5)$$

AN: $S = \frac{1000}{5,65} \Rightarrow \mathbf{S = 177 m^2}$

IV.10 .4 La hauteur totale du la cuve

En plus de la hauteur utile optimale d'eau dans la cuve, il faut prévoir un espace appelé revanche ou matelas d'air d'une épaisseur variant de 0,25 à 1m, au dessus du plan d'eau.

$$H = h + R \dots\dots\dots (IV.6)$$

H : hauteur totale de la cuve (m) ;

R : revanche (m),

On prend: R = 0.34

AN: $H = 5.66 + 0,34 \Rightarrow \mathbf{H = 6 m}$

le réservoir projet ayant les caractéristiques suivantes :

Un réservoir surélevé

- Capacité de stockage : 1000 m³
- Diamètre : 15 m
- Hauteur de la cuve : 6.00 m
- Cote de terrain naturel : 203m
- Cote de radier :222m
- Cote de trop-plein:228m

IV-11 Conclusion:

On doit projeter un réservoir de capacité de 1000m³, La capacité proposer est largement suffisante pour satisfaire les besoins de notre agglomération.

Chapitre V

Etude de

L'adduction

V-1 Introduction :

L'adduction est le transfert de l'eau de la source naturelle ou de la station de traitement vers les réservoirs de distribution.

V-2 Type D'adduction :

D'après leur fonctionnement, on distingue trois types d'adduction :

- Adduction gravitaire
- Adduction par refoulement
- Adduction mixte

V.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.

V.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.

V-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.

Il faut savoir que l'adduction de notre réseau est une adduction par refoulement c'est-à-dire qu'à partir des débits des forages, on refoule l'eau vers les réservoirs de capacité 1000m³ qui a son tour fait la distribution vers le centre de Bendoumi.

Mais pour faire le dimensionnement de cette conduite d'adduction, nous prenons en considération deux aspects, l'un économique et l'autre technique.

V-3 Choix du tracé :

Le choix du tracé est une procédure délicate, car il faudra prendre certaines précautions et respecter certaines conditions, qui sont les suivantes :

-Il est important de chercher un profil en long aussi régulier que possible, pour éliminer les contre pentes.

-En raison d'économie, le tracé doit être le plus court possible.

-Eviter les traversées d'Oueds, les zones marécageuses, les routes, les voies ferrées autant que possible.

Pour notre cas, nous étudions le tracé d'une conduite d'adduction qui s'étant sur une longueur de 3028 mètres, et que nous devons bien entendu respecter toutes les conditions citées précédemment y compris la prise en compte du système de protection contre la corrosion et le phénomène de cavitation qui peut endommager la conduite (coup de bélier).

V.4 Choix de type de tuyau :

Les conduites les plus utilisées sont celles qui peuvent supporter des pressions importantes lors du transport d'eau.

Le choix du type de tuyaux est basé sur des critères d'ordre technique à savoir le diamètre ; la pression, la condition de pose et de critères d'ordre avantageux qui reposent sur le prix de fourniture et de transport.

Dans notre étude nous avons choisi des conduites en Fonte, qui sont plus économique que celle en acier, et vu les avantages qu'elles présentent

- Bonne résistances aux sollicitations du fluide ;
- Bonne résistance aux chocs et aux charges compressible ;
- Longueur des conduites variant de 6 à 16m, ce qui réduit le nombre de joint, par conséquent, une réduction des risques de fuite ;

- Facilité de pose.

V.5 Profil d'une adduction :

Le profil de l'adduction est une donnée indispensable pour visualiser le fonctionnement de cette dernière, il peut être établi à partir d'un relevé de terrain. On y reporte en (x) les distances, en (y) les altitudes.

Il est indispensable de choisir une échelle différente pour chacun des axes de façon à bien visualiser les reliefs le long du tracé.

V.6 La ligne piézométrique :

La ligne piézométrique permet de visualiser la pression exercée par l'eau en chaque point du tracé. Elle correspond au niveau qu'atteindra l'eau dans un tuyau vertical connecté sur l'adduction.

V.7 L'air dans la tuyauterie:

Au remplissage ou à la mise en service d'une adduction, le phénomène est particulièrement sensible, Dans de nombreux cas de figure de véritables bouchons d'air se produisent dans les points hauts, d'où la nécessité :

D'éviter les fonctionnements mixtes, à surface libre et sous pression,

De localiser les points hauts,

D'y installer un organe de dégazage : ventouse, brise charge, vanne d'accentuer les points hauts dans le cas d'un tronçon de pente très uniforme.

V.8 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, en effet plus le diamètre de la conduite est petit pour un même débit à relever, plus les pertes de charge seront

plus importantes, il est donc impératif de déterminer un même diamètre économique pour la conduite de refoulement.

V.8.1 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, cette gamme est déterminée à partir de plusieurs formules parmi lesquelles on en cite :

➤ La formule de BONIN : $D = \sqrt{Q}$ (V-1)

$$D_{ec} = \sqrt{Q} = \sqrt{0.1033} = 0.321 \text{ m} \rightarrow D=321\text{mm}$$

➤ La formule de BRESSE : $D = 1,5 \sqrt{Q}$ (V-2)

$$D = 1,5 * \sqrt{Q} = 1,5\sqrt{0.1033} = 0,482\text{m} \rightarrow D=482\text{mm}$$

Avec :D : Diamètre de la conduite

Q : Débit véhiculé en m³/s;

V.8.2 Vérification de la vitesse :

$$\text{Avec } D=321\text{mm} \rightarrow V = \left[\frac{4 * Q}{3.14 * D^2} \right] = \frac{4 * 0.1033}{3.14 * 0,321^2} = 1,28\text{m/s}$$

$$\text{Avec } D=482\text{mm} \rightarrow V = \left[\frac{4 * Q}{3.14 * D^2} \right] = \frac{4 * 0,1033}{3.14 * 0,482^2} = 0,57\text{m/s}$$

La vitesse dans la conduite de refoulement :

si (300 < D < à 800) mm → v= (1 à 2) m/s

si D > 800 mm → v= (1,8 à 3) m

V.9 Pertes des charges :

Nous avons des pertes de charges linéaires et des pertes de charges singulières.

Le gradient de pertes de charges est calculé par la formule de DARCY - WEISBACH

$$J = \frac{16\lambda Q^2}{2g\pi^2 D^5} \dots\dots\dots(V-3)$$

Avec J : gradient de pertes de charges

Q : le débit véhiculé (m³/s)

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

D : diamètre (m)

λ : Coefficient de frottement.

Le calcul du coefficient de frottement dépend du régime de l'écoulement

➤ En régime turbulent rugueux ($Re > 560 \frac{D}{\epsilon}$),

le coefficient de frottement est donné par la formule de NIKURADZE.

$$\lambda = (1.14 - 0.86 \ln \frac{\epsilon}{D})^{-2} \dots \dots \dots (V-4)$$

➤ En régime transitoire ($10 \frac{D}{\epsilon} \leq Re \leq 560 \frac{D}{\epsilon}$)

Le coefficient de frottement est donné par la formule de COLEBROOK

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -0.86 \ln \left(\frac{\epsilon}{3.7D} + \frac{2.51}{Re \sqrt{\lambda}} \right) \dots \dots \dots (V-5)$$

Avec : ϵ : rugosité en (mm)

Re : Nombre de Reynolds donné par la formule suivante $Re = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot D \cdot \gamma}$

γ = la viscosité cinématique $\gamma = 10^{-6} \text{ (m}^2/\text{s)}$.

V-9-1 Pertes de charges linéaires :

Les pertes de charge linéaires sont dues au frottement de l'eau avec les parois des conduites, elles sont déterminées par la formule suivante :

$\Delta H = J \cdot L$ Avec J = gradient de pertes de charge

L : longueur de la conduite.

V.9.2 Pertes de charges singulières :

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

$$\Delta H_s = 15\% \Delta H_L$$

V-9-3 . Pertes de charges totales :

La perte de charge totale est donc :

$$\Delta H_T = \Delta H_L + \Delta H_S \quad \text{Avec :}$$

- ΔH_T : pertes de charges totales
- ΔH_L : pertes de charges linéaires
- ΔH_S : pertes de charges singulières

$$\text{Donc : } \Delta H_T = \Delta H_L + 0.15 \Delta H_L = 1.15 \Delta H_L$$

$$\Delta H_T = 1.15 \cdot \frac{8\lambda Q^2}{g \cdot 3,14^2 \cdot D^5} \cdot L \dots\dots\dots(V-6)$$

L : longueur géométrique de la conduite de refoulement

V.10 Détermination de la hauteur manométrique totale :

La hauteur manométrique totale est égale à la somme, de la hauteur géométrique (H_g), des pertes de charges totales (ΔH_T) et des pertes de charges due à l'aspiration (ΔH_{asp}), elle est donnée par :

$$H_{MT} = H_g + \Delta H_T + \Delta H_{asp} \dots\dots\dots(V-7)$$

$$H_g = C_{tp} - C_{st}$$

C_{tp} : Cote de trop plein du réservoir R = 228m.

C_{st} : Cote de plan d'eau à l'aspiration de la station de pompage = 100m.

$$\text{Donc : } H_g = 228 - 100 = 128 \text{ m}$$

Le tableau N° V.1 donne la hauteur manométrique totale pour les différents diamètres

Tableau N° V.1 : Détermination de la hauteur manométrique

diamètre (mm)	vitesse (m/s)	λ	ΔH_L (m)	ΔH_s (m)	ΔH_T (m)	H_g (m)	H.M.T (m)
250	2.105	0.019	53.36	8.005	61.369	128	189.37
300	1.462	0.018	20.23	3.035	23.272	128	151.27
350	1.074	0.017	8.950	1.343	10.293	128	138.29
375	0.936	0.017	6.242	0.936	7.178	128	135.18
400	0.822	0.016	4.411	0.662	5.072	128	133.07

V-11 Puissance absorbée par la pompe :

La puissance absorbée est donnée par :

$$p = \frac{\rho \times g \times Q \times H_{mt}}{\eta} \quad (\text{Kw}) \dots\dots\dots (V-8)$$

- Avec : Q : débit de la pompe en (m³/s)
- η : rendement de la pompe = 80%

V.12 Calcul de l'énergie consommée annuellement par la pompe :

L'énergie consommée en une année est :

$$E = P.T.365 \quad (\text{kw.h}) \dots\dots\dots (V-9)$$

- Avec E : énergie consommée exprimée en (kw.h)
- T : nombre d'heure de pompage (dans notre cas on prend T = 20h)
- P : puissance absorbée par la pompe en kw.

V.13 .Frais d'exploitation :

Les frais d'exploitation d'un système d'adduction sont évalués à partir de la consommation d'énergie et du prix du Kilowattheure (KWh), ils sont donnés par:

$$F_e = C. E \quad (\text{DA}) \dots\dots\dots (V-10)$$

- Avec : C : prix unitaire d'un KWh imposé par la SONELGAZ (=4,67DA)
- E : Energie totale dépensée par la pompe.

Le tableau N° V.2 donne les frais d'exploitations :

Tableau N° V.2 : Détermination des frais d'exploitation :

D (mm)	H.M.T (m)	P (KW)	E (KW.h)	Frais d'exploitation (Da)
250	189.37	239.88	1751109.81	8177682.82
300	151.27	191.62	1398798.02	6532386.75
350	135.18	171.23	1250013.33	5837562.25
400	133.07	168.56	1230502.1	5746444.8

V-14 Frais d'annuité :

Nous supposerons que le coût de la conduite de refoulement sera estimé sur une période de 30 ans, ou taux d'actualisation de 8% c'est-à-dire :

$$A = \frac{i}{(1+i)^n - 1} + i \dots\dots\dots(V-11)$$

Avec *i* : taux d'annuité = 8% (adopté en Algérie)

n : nombre d'année d'amortissement (n=30ans)

D'où $A = \frac{0.08}{(0.08 + 1)^{30} - 1} + 0.08$ **A = 0.09**

V 15 Frais d'amortissement :

$$F_a = L.pr.A \quad (Da) \dots\dots\dots(V-12)$$

Avec : *L* : Longueur totale de la conduite de refoulement (m).

Pr : Prix en mètre linéaire de la conduite de refoulement (Da).

Le tableau N° V.3 Représente le calcul des frais d’amortissement :

Tableau N° V.3 : Détermination du montant d’amortissement :

D (mm)	Pr (Da)	L (m)	Prix de la conduite(Da)	A	Montants d’amortissement(Da)
250	110	3028	33308000	0.09	299770
300	140	3028	42392000	0.09	381520
350	160	3028	48448000	0.09	436030
400	180	3028	54504000	0.09	490530

V.16 Bilan (prix total) :

$$P_t = F_e + F_a \quad (\text{Da}) \dots\dots\dots (\text{V-13})$$

Tableau N° V.4 : détermination du prix total. (bilan) :

D (mm)	Frais d'exploitation (Da)	Montants d’amortissement(Da)	Prix total (Da)
250	8177682.82	2997720	1117540.28
300	6532386.75	3815280	1034766.68
350	5837562.25	4360320	1019788.22
400	5746444.8	4905360	1065180.48

Conclusion :

Le diamètre économique de la conduite d’adduction par refoulement est 350mm

V.17 Station de pompage.

On utilise le logiciel “caprari” pour dimensionner la station de pompage. Les données à introduire sont celles du tableau N° V. 5

Tableau N° V.5 : Caractéristiques de la station de pompage SP :

Station	Côte Départ	Côte d'arrivée	Diamètre de Conduite de refoulement	Longueur Conduite de refoulement	Débit	HMT
	(m)	(m)	(mm)	(m)	(l/s)	(m)
SP	100	203	350	3028	86.14	138.29

V-18 Critère de choix du nombre de pompe :

Notre station de pompage est dimensionnée à partir d'un débit max, donc il faudra choisir un nombre de pompe qui assure un débit total égale à ce débit maximum , il faut aussi assurer le secours de la station, par une, ou deux pompes de secours, pour les utiliser en cas de panne, et puisque notre station a un objectif de première catégorie on prévoit donc une pompe de secours.

Pour le choix des pompes il faut baser sur les critères suivants :

- Nombre minimal de pompes
- Rendement plus important
- NPSH requis minimum
- Puissance absorbée minimale
- Le nombre de tours par minute plus important

V-19. Déterminations du nombre de pompe :

Tableau N° V.6: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre

N°	Q appelé (m³/h)	HMT appelée (m)	Type de la pompe	HMT (m)	η (%)	Vitesse (tr/min)	N° bre d'étage	Pabs (Kw)	(NPSH)r (m)
1	226.12	138.29	PM150/5B	139.2	78.9	1450	5	160	2.53
2	113.06	138.29	PM100/3B	140.2	79,1	2900	3	60	1.74
3	75.37	138.29	PM100/8A	137	75,8	1450	8	37	3,93
4	56.53	138.29	PM100/8B	139	76	1450	8	37	2,83

A partir du tableau (V-6), on déduit que la variante de (02) pompes est la meilleure du point de vue rendement, puissance absorbée et nombre de pompes en parallèle.

Conclusion:

On opte pour un nombre de pompe (02) en plus d'une (01) pompe de secours. Ces trois(03) pompes sont identiques de type **PM100/3B CAPRARI**.

V.20 Courbes caractéristiques des pompes

Les courbes caractéristiques de la pompe [H-Q], [Pabs - Q], [p - Q], [(NPSH)r - Q]. Sont retirées a partir de logiciel de CAPRARI et sont représentées par la figure (V.1)

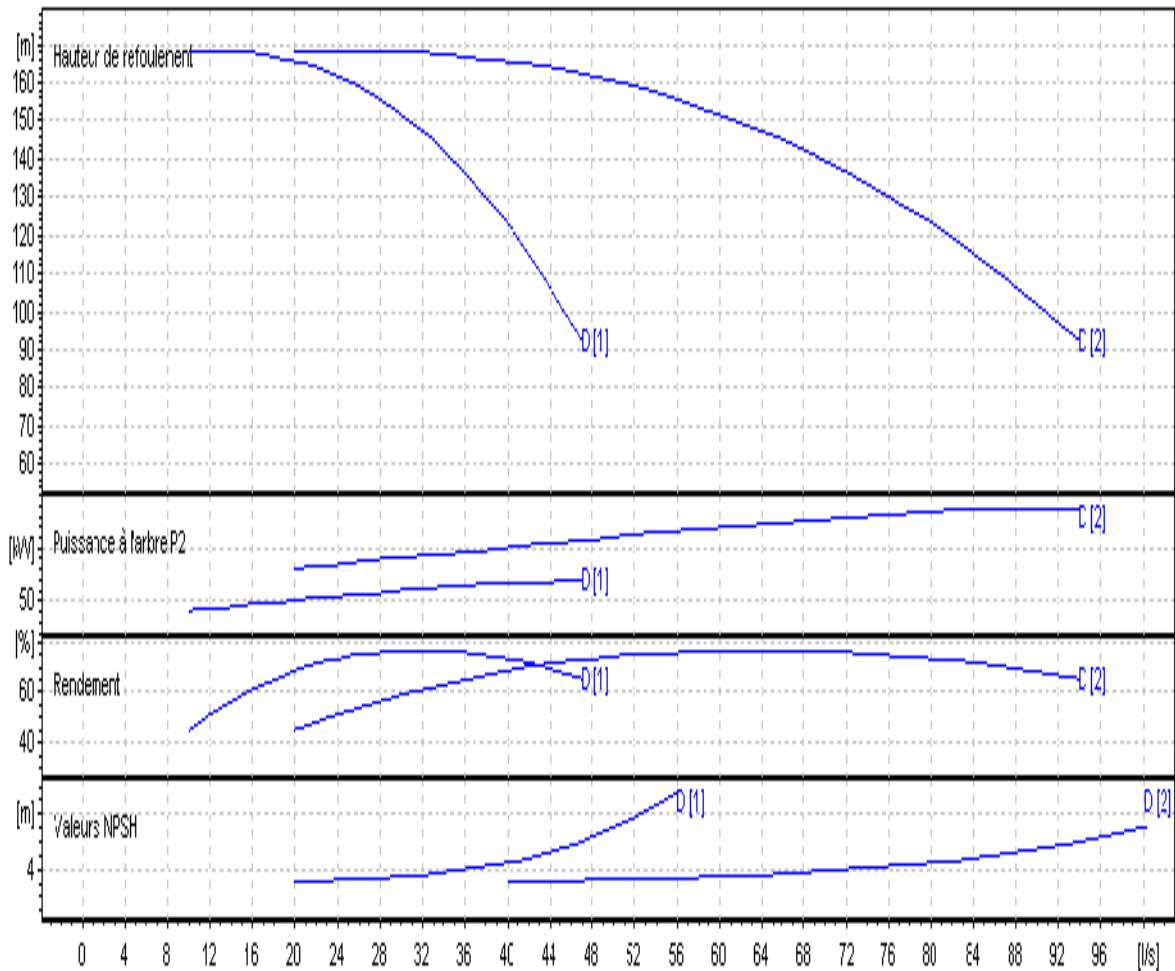


Figure V.1 : Les courbes caractéristiques de la pompe de type PM100/3B

V.21 Point de fonctionnement d'une pompe

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

V.22 Courbe caractéristique de la conduite

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

$$H_c = H_g + \Delta h_t \dots\dots\dots (V-14)$$

H_g : hauteur géométrique (m) ;

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

$\Delta h_t = 1,5 * \Delta h_p^{lin}$ et Δh_p^{lin} : Perte de charge linéaire (m) ;

Tableau N° V.7: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement

Q	2Q	Hg	L ref	D ec	λ	Δh_p^{lin}	Δh_t	Hc
(m ³ /h)	(m ³ /h)	(m)	(m)	(mm)		(m)	(m)	(m)
0	0	128	3028	350	0.017	0	0	128
10	20	128	3028	350	0.017	0.0259	0.0647	128.06
20	40	128	3028	350	0.017	0.1036	0.2589	128.25
30	60	128	3028	350	0.017	0.2330	0.5825	128.58
40	80	128	3028	350	0.017	0.4142	1.0355	129.03
50	100	128	3028	350	0.017	0.6472	1.6180	129.61
60	120	128	3028	350	0.017	0.9320	2.3299	130.30
70	140	128	3028	350	0.017	1.2685	3.1713	131.17
80	160	128	3028	350	0.017	1.6568	4.1421	132.14
90	180	128	3028	350	0.017	2.0969	5.2423	133.24
100	200	128	3028	350	0.017	2.5888	6.4720	134.47
110	220	128	3028	350	0.017	3.1324	7.8311	135.83
120	240	128	3028	350	0.017	3.7279	9.3197	137.32
130	260	128	3028	350	0.017	4.3751	10.937	138.93

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

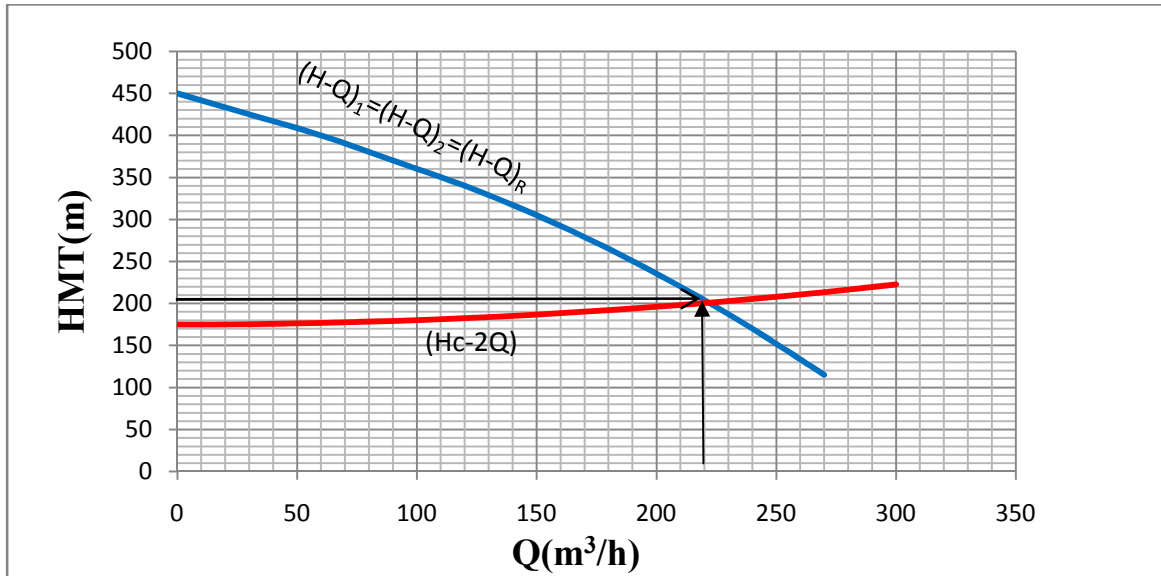


Figure N°V.4: Point de fonctionnement de la pompe,

$(H-Q)_1$ =courber caractéristique de la premier pompe,

$(H-Q)_2$ =courber caractéristique de la deuxième pompe,

$(H-Q)_R$ =courber caractéristique résultant,

$(H_c - 2Q)$ = courber caractéristique de la conduit,

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

$$(Pf) = \begin{cases} Q_{Pf} = 220m^3 / h < Q_{app} = 226.12m^3 / h \\ H_{Pf} = 200m > H_{app} = 138.29m \end{cases}$$

Tableau N° V.8 Caractéristique de point de fonctionnement

P2	KW	131
Rend	%	77.3
NPSHr	m	3.97

.V.23 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 tel que :

$$\eta_{\text{ap,van}}^{\text{inst}} = \eta_{\text{av,van}}^{\text{inst}} * \frac{H_{\text{app}}}{H_{\text{app}} + h_v} \quad (\text{V-16})$$

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

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

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

- h_v : différence entre la hauteur H' et la hauteur appelée ; $h_v = H' - H_{\text{app}}$ (V-17)

- 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 :

$$t' = \frac{Q_{\text{app}}}{Q_{\text{pf}}} * t \quad (\text{V-18})$$

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 .

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 réglage possibles pour opter au mode occasionnant la chute de rendement la plus faible et la puissance absorbée la plus faible.

On a $Q_{app} > Q_{pf}$

$$\begin{cases} Q_{pf} = 220 \text{ m}^3 / \text{h} < Q_{app} = 226.12 \text{ m}^3 / \text{h} \\ H_{pf} = 210 \text{ m} > H_{app} = 138.29 \text{ m} \end{cases}$$

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

La nouvelle vitesse de la pompe sera d'après la loi de similitude on a :

$$\frac{Q_{app}}{Q_{pf}} = \frac{n}{N} \Rightarrow n = N \frac{Q_{app}}{Q_{pf}} = 2900 * \frac{226.23}{220} = 2982.123 \text{ tr/min}$$

N : la vitesse initiale de la pompe.

n : la nouvelle vitesse de la pompe.

L'équation de la courbe de proportionnalité est égale:

$$H = a * Q^2 \dots\dots\dots(V-19)$$

$$a = \frac{H_{app}}{Q^2_{app}} = \frac{138.23}{226.12^2} = 0.0027$$

Le rendement après la similitude est : **79,7 %**

La puissance absorbée : $P_{abs} = \frac{9,81 * 113.06 * 138.29}{0,797 * 3600} \Rightarrow P_{abs} = 53.46 \text{ KW}$

Conclusion :

On opte pour un réglage qualitatif (augmentation de la vitesse de rotation)
car le $Q_{app} > Q_{Pf}$

V.24 Choix du moteur électrique**V.24 1 Critères de choix du moteur électrique**

Les critères de choix du moteur électrique sont :

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

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

V.24 2 Caractéristiques de moteur :

- Fréquence : 50Hz
- Tension nominale : 400V
- Vitesse nominale : 2950 tr/min
- Nombre de pôles : 2
- Puissance nominale P_2 : 160KW
- Courant nominale : -A
- Type de moteur : 3~

V.25 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.

$$(NPSH)_d = (NPSH)_r + r \quad (V-20)$$

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 laquelle il convient toujours de se tenir.

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

$$h_{adm}^{asp} = (NPSH)_r + r - P_{at} + T_v + \sum h_p^{asp} + \frac{V_a^2}{2g} \quad (V-21)$$

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

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

Avec : H : altitude de la station.

T_v : tension de vapeur d’eau (m.c.e)

Tableau V-9: Variation de la tension de vapeur d’eau en fonction de la température

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

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

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

$$\Delta h_{asp} = (1,10 - 1,15) * \Delta h_{asp}^{lin}$$

– 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,

$$D_a = (1,2 - 1,5) * DN1 \quad (V-22)$$

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

V-26 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 : $\nabla_{axe} = \nabla_{min} - h_{asp}^{adm} + r \dots\dots\dots (V-23)$

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

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

Pour notre cas on a :

- La charge nette d'aspiration requise : $(NPSH)_r = 1.74m$
- La pression atmosphérique : $P_{at} = 10,33-0,00139*100=10,19 \text{ m}$
- La tension de vapeur d'eau à une température $T^{\circ}=20 \text{ }^{\circ}\text{C}$: $T_v = 0,24 \text{ m c e}$
- Le diamètre de la conduite d'aspiration : $D_a = (1,2 - 1,5) * DN1$

$DN1 = 150 \text{ mm}$

Donc : $D_a = 1,2 * 150 \Rightarrow D_a = 180mm$

– La vitesse d'aspiration : $V_a = \frac{4 * 113.06}{3,14 * 0,18^2 * 3600} \Rightarrow V_a = 1.23m / s$

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

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

- La perte de charge totale à l'aspiration : $\Delta h_{asp} = 1,12 * 0,3 \Rightarrow \Delta h_{asp} = 0,336m$

– La hauteur d'aspiration admissible :

$h_{adm}^{asp} = 1.74 + 0,4 + 0.24 + \frac{1.23^2}{2 * 9.81} - 10.19 + 0,336 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = -7.4 \text{ m}$, changement de type

d'installation .

Installation en aspiration :

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

$$h_{adm}^{asp} = 10,19 - 0,3 - 0,24 - \frac{1,23^2}{2 * 9,81} - 1,74 - 0,336 = 7,49m$$

La côte de l'axe de la pompe : $\nabla_{axe} = 100 + 7,49 - 0,2 \Rightarrow \nabla_{axe} = 107,3m$

V.27 Conclusion :

D'après notre étude nous avons abouti à une conduite de diamètre DN=350 mm qui permet de véhiculer le débit jusqu'au réservoir R de stockage 1000m³ avec une hauteur manométrique H_{MT}=138.29m.

A la fin de ce chapitre on a déterminé le type et le point de fonctionnement des pompes» et on à équilibré le fonctionnement de la pompe selon la demande du réseau avec un mode de réglage qualitatif.

Chapitre VI

Protection des Conduites contre la coup de bélier

VI.1 Introduction

Lors de la conception d'un réseau, les risques éventuels de coups de béliers doivent être étudiés et quantifiés, afin de mettre en œuvre les protections qui s'imposent, notamment dans le cas de canalisation de refoulement.

VI.2 Définition :

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

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

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

- Arrêt brutal d'un ou de plusieurs groupes électropompes.
- démarrage d'un ou plusieurs groupes électropompes.
- Fermeture instantanée ou trop rapide d'une vanne de sectionnement.

Les conduites de refoulement doivent toujours être examinées du point de vue protection contre les coups de bélier, il en sera de même pour les conduites d'adduction dont le débit se trouve réglé à l'aval par un robinet vanne.

VI.3. Les risques dus aux coups de bélier :

En pratique les risques dus au coup de bélier sont importants.

VI.3.1. Risque de forte pression :

Les surpressions dues aux coups de bélier peuvent être engendrées aux plus de la pression initiale si leur somme dépasse la pression maximale admissible de la conduite il peut y avoir fissuration de cette dernière.

VI.3.2 Pression négative :

Cette pression peut apparaître soit après une forte surpression, soit à la suite d'un arrêt instantané d'une pompe si cette pression devient inférieure à (-10 m.c.e) , il se produit une poche de cavitation. Des conséquences néfastes peuvent être créées dans la conduite à la suite de cette pression négative, telle que l'implosion de la conduite, l'aspiration des joints et le décollement de l'enduit de protection interne.

VI.3. 3 Fatigues des conduites :

Le passage successif d'une surpression à une dépression et inversement peut provoquer la fatigue des conduites, ce phénomène est très compliqué dans le cas où les conduites sont enterrées.

VI.4 Moyen de protection contre le coup de bélier :

Nous disons qu'il n'est pas possible de supprimer totalement l'effet du coup de bélier mais on peut arriver à limiter ceci à une valeur compatible à la résistance des installations que pour la conduite de refoulement ou autres.

- Les différents moyens de protection des installations contre le coup de bélier les plus utilisés sont les suivants :

VI.4 .1 Réservoirs d'air :

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

Cette capacité contient de l'eau et de l'air. Ce dispositif est le plus simple et protégera les installations aussi bien contre les surpressions que contre les dépressions.

VI-4 -2 Les cheminées d'équilibre :

Elles interviennent pour lutter à la fois contre les dépressions et les surpressions. Ce sont des réservoirs ouverts à l'air libre dont la cote dépasse la

surpression maximale, elles reçoivent l'eau en cas de surpression et la restituent en cas de dépression.

VI-4 -3 Soupape de décharge :

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

VI-4- 4 Volant d'inertie :

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

- Pour notre étude, nous avons choisi comme moyen de protection un réservoir d'air grâce à quelques avantages qu'il présente :
 - Intervient dans la protection contre la dépression et la surpression.
 - Simple à l'installer et facilement contrôler.
 - Choisi, pour les moyennes et grandes hauteurs de refoulement

VI.5 Analyse physique du phénomène du coup de bélier :

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

VI.5.1 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 L est la distance entre la pompe et le réservoir, 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.

VI.5.2 Phase 02 :

En raison de son élasticité, la conduite reprend progressivement son diamètre primitif, et l'eau revient dans la conduite au bout d'un nouveau temps $(\frac{L}{a})$ soit au total $(\frac{2L}{a})$ depuis l'origine du phénomène, toute l'eau est alors redescendue mais va se trouver arrêtée par le clapet anti-retour de la pompe.

VI.5.3 Phase 03 :

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

VI.5.4 Phase 04 :

Grâce à son élasticité, la conduite reprend progressivement son diamètre initial à partir du réservoir en allant vers la pompe. Les tranches d'eau successives reprennent leurs dimensions initiales au bout d'un nouveau temps $(\frac{L}{a})$, c'est-à-dire à $(\frac{4L}{a})$ depuis l'origine.

VI-6 Etude du coup de bélier :

Pour la détermination du volume d'air anti-bélier il y a plusieurs méthodes mais nous choisissons la méthode de VIBERT car :

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

VI.6-1. Dimensionnement des réservoirs d'air

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

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

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

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

Avec :

C : Célérité en [m/s]

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

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

e_m : Epaisseur de la conduite (m)

a : Rayon intérieur de la conduite (m)

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

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

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

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

1. La charge tenant compte du coup de bélier:

$$Z = Hg + \frac{C \cdot V_0}{g} \quad (\text{VI.2})$$

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

g : l'accélération de pesanteur.

2. La charge statique absolue:

$$Z_0 = Hg + 10$$

3. La charge maximale absolue:

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

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

(voir annexe VI)

$$U_0 * Z_0 = U_{\max} * Z_{\min} \Rightarrow U_{\max} = \frac{U_0}{\frac{Z_{\min}}{Z_0}} \tag{VI.3}$$

U_{\max} : volume du réservoir d'air.

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

Tableau VI.1: La caractéristique de conduit de refoulement:

Type de matériau	D (mm)	S (m ²)	V (m/S)	L (m)	Hg (m)
Fonte	350	0.096	1.074	3028	128

VI.6. 2 Calcul de la célérité d'onde C

Le résultat trouvé pour le calcul de la célérité d'onde C est regroupé dans le tableau suivant:

Tableau VI.2: Calcul de célérité d'onde de la conduit de l'adduction de refoulement

K (Pa) (x 10 ⁹)	P (Kg/m ³)	a (m)	ν_m	ν_s	E _s (Pa) (x 10 ⁸)	E _m (Pa) (x 10 ¹¹)	e _m (m)	C (m/s)
2,07	1000	0,150	0,3	0,33	2	1	0,0046	1029,42

la charge en tenant compte du coup de bélier :

$$H_g + \frac{c.V_0}{g} = 128 + 112.70 = 240.70m$$

➤ La charge maximale absolue :

$$Z_{\max} = 240.70 + 10 = 250.70m$$

➤ La charge statique absolue :

$$Z_0 = H_g + 10 = 138 m$$

$$h_0 = \frac{V_0^2}{2g} = \frac{1.074^2}{9.81 * 2} = 0,058 m$$

D'où : $h_0/Z_0 = 0,059/138 = 4.20 \cdot 10^{-4}$

$Z_{max}/Z_0 = 250.70/138 = 1.81$

On a les valeurs de (h_0/Z_0) et (Z_{max}/Z_0) on peut tirer la valeur de $(U_0/L.S)$ à partir de l'abaque de VIBERT (voir annexe N°1)

Donc $U_0/L.S = 3.20 \cdot 10^{-3}$

$Z_{min}/Z_0 = 0.61$

Application :

$U_0 = U_0 = 3.2 \cdot 10^{-3} \times L \times S = 3.2 \cdot 10^{-3} \cdot 3028 \cdot 0.0961 = 0.93 \text{ m}^3$

$U_0 = 960$ litres d'air.

$U_0 \cdot Z_0 = U_{max} \cdot Z_{min}$

$U_{max} = U_0 \cdot (Z_0/Z_{min}) = 0.93 \cdot 0.61 = 0.567 \text{ m}^3$

$U_{max} = 0.567 \text{ m}^3$

En tenant compte de la sécurité nous prenons $U_{max} = 750$ litre d'air

La figure suivante représente le réservoir anti-bélier choisi dans cas adduction

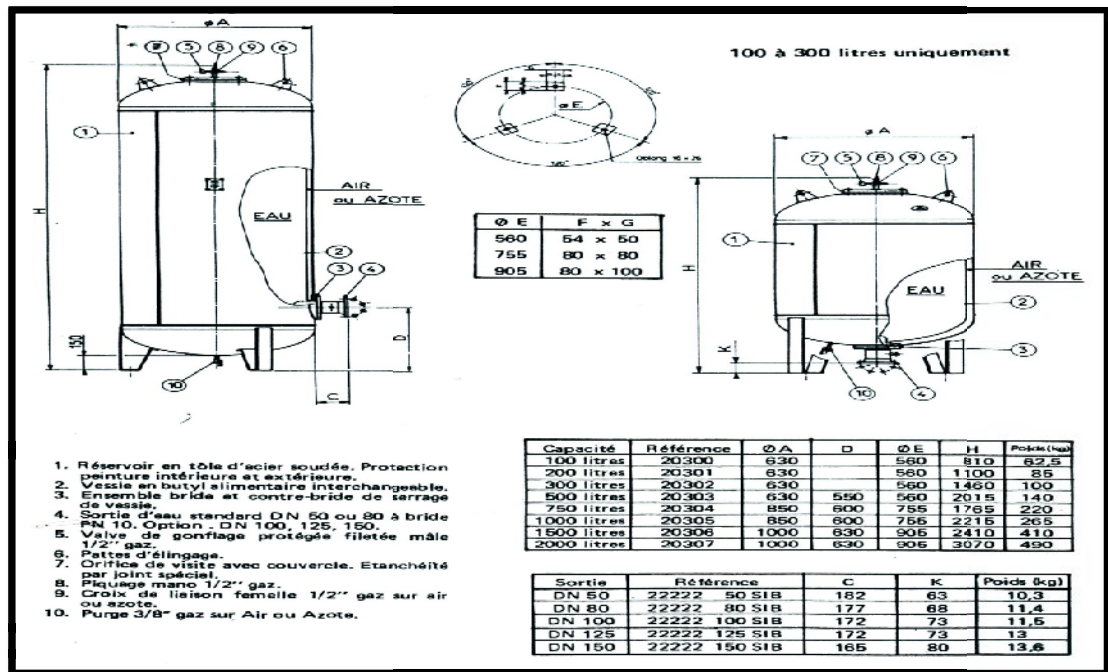


Figure VI.01 le réservoir anti-bélier

VI.7 Conclusion:

Le réservoir anti- bélier doit être bien dimensionné pour limiter le risque du coup de bélier sur les conduites de refoulement et éviter leur fissuration. Ces dernières doivent être dimensionnées en tenant compte de la valeur majoré du coup de bélier.

Chapitre VII

Protection des Conduites contre la corrosion

VII .1 Introduction

L'adduction ou Le réseau de distribution d'eau potable est le siège potentiel de dégradations diverses, responsables de mauvais fonctionnements et de dommages plus ou moins sérieux. Bien que ces risques de dégradation soient multiples, il est cependant nécessaire d'apporter une attention particulière : aux principaux facteurs de désordres.

VII . 2 Facteurs de désordres

D'origine mécanique, chimique ou biologique, les facteurs de désordre interne ou externe participent à la dégradation des canalisations, fragilisant davantage les vieilles conduites.

VII .2.1 Désordres liés à l'eau distribuée

- a) D'ordre qualitatif :** Eau agressive (phénomène de corrosion interne),
Eau incrustante (entartrage),
Eau turbide,
Eau à forte teneur en fer ou en manganèse,

b) D'ordre hydraulique :

Variations de pression, coup de bélier

VII .2.2 Désordres liés à la canalisation elle-même

- Mauvais choix initial du matériau ou du diamètre (surdimensionnement ou sous dimensionnement).
- Mauvaise qualité du matériau : défaut du revêtement ou défaut de structure (fissuration, ovalisation, ...).
- Joints des tuyaux défectueux ou inadaptés.
- Défaut de pose.

VII . 2.3 Désordres liés au milieu environnant

- Caractéristiques mécaniques médiocres des terrains (charges transmises aux canalisations).
- Présence de nappes phréatiques.
- Courants « vagabonds » générés par des installations électriques.

- Variations de température (chocs thermiques fatiguant les conduites ; la charge supportée ,par la canalisation augmente lorsque le sol est gelé)
- Agressivité naturelle des terrains ou des remblais (phénomènes de corrosion externe)
- Présence dans le terrain de produits corrosifs ou chimiques

VII .2.4 Age des canalisations

Le vieillissement des canalisations et de leurs accessoires est, par nature, inéluctable .Les matériaux se dégradent ou se fragilisent au fil du temps.

Ce vieillissement engendre des dysfonctionnements venant compliquer la tâche du gestionnaire, Ces dysfonctionnements se manifestent principalement au travers de trois symptômes caractéristiques :

- une multiplication des fuites et ruptures,
- une diminution des capacités de portage hydraulique.
- dégradation de la qualité de l'eau (eaux colorées, présence de microorganismes, etc) .

Notre étude sera basée sur la corrosion interne et externe car elle est la plus couramment rencontrée

VII.3 Définitions

La corrosion est définie par la destruction lente ou progressive des métaux qui se produit sous l'effet des réactions chimiques ou électrochimiques lorsqu'ils sont en contacts avec un milieu aqueux ou gazeux.

Les métaux élaborés industriellement à partir d'un minerai ont tendance à se transformer en composés chimique nouveaux de plus en plus stables (en d'autres termes les métaux ne sont pas en équilibre thermodynamique avec le milieu ambiant).

La corrosion est donc caractérisée par un ensemble de réactions qui aboutissent à un équilibre thermodynamique aux dépens du métal.

VII .4 Corrosion interne :

Il arrive que les eaux fortement minéralisées provoquent, dans les canalisations, des dépôts se fixant sur les parois, surtout si la vitesse de l'eau est faible, ces dépôts constituent alors autant de petites piles dans un milieu bon conducteur et il en résulte des attaques locales du métal et éventuellement, des perforations. La présence de fer dans l'eau, même à des doses inférieures à 0,10 mg/l, peut, également, être la cause de perforation. En flocculant sous forme d'oxyde, il constitue des dépôts, donc des piles très actives. Il apparaît, sous chaque concrétion, une diminution rapide d'épaisseur du métal de la conduite

3.1.1.1 Corrosion interne :

Photographie n°1. Conduite de diamètre 80 mm ayant subi des dépôts ferriques de corrosion interne (Source : EISENBEIS Patrick – 1995)



Figure VII .1 corrosion interne

VII .5 Corrosion externe :

Cette corrosion est caractérisée par une attaque du métal due à des phénomènes extérieurs en liaison, le plus souvent, soit avec la nature du sol, soit avec des installations électriques à courant continu situées au voisinage des réseaux d'alimentation en eau. Si ces phénomènes sont importants, il peut se produire une destruction rapide des canalisations par formation de cratères qui mènent à une perforation, ou à une attaque sous forme de couche de rouille croûteuse ou filandreuse, annonçant une diminution de l'épaisseur du métal. Particulièrement les réseaux de conduite en acier, lesquels, ordinairement, sont plus vulnérables que les conduites en fonte.

3.1.1.2 Corrosion externe :

Photographie n°2. Conduite de diamètre 80 mm ayant subi une corrosion externe localisée (courants vagabonds, hétérogénéité du sol, ...) (Source : EISENBEIS Patrick – 1995)



Figure VII 2 corrosion externe

VII .6 Protection contre la corrosion

VII .6 1 Protection des conduites contre la corrosion interne :

- a) Elle est due à l'agressivité de certaines eaux. Les eaux fortement minéralisées provenant des dépôts sur les parois de la conduite, surtout quand la vitesse d'écoulement est faible, il en résulte des perforations, pour pallier à ce phénomène, il faut éviter
- les faibles vitesses d'écoulement.
 - Revêtir soigneusement les conduites intérieurement.
 - Chasser l'air aux points hauts de la canalisation..

VII .6 2 Protection des conduites contre la corrosion externe :

a) Les revêtements :

Pour que les réactions anodiques et cathodiques ne se produisent pas, on isole le métal du milieu corrodant à l'aide de revêtement, ces derniers peuvent être, soit d'un autre métal ou alliage moins sensibles à la corrosion, soit des matières plastiques où des peintures, soit des oxydes protecteurs formés à partir du métal

lui-même (oxydation anodique), soit en fin des couches passives obtenues en maintenant le métal à un certain potentiel.

b) Revêtements à protection passive :

Ce revêtement a pour effet de soustraire le support à l'action du milieu environnant, il s'agit d'une barrière d'épaisseur variable neutre vis-à-vis du milieu extérieur et du support selon ses qualités propres (nature, épaisseur, étanchéité ...etc.).



Figure N° VII 03 protection contre la corrosion | extérieur avec revêtement en polythylène

VII .7 Conclusion :

Dans ce chapitre nous essayerons de donner une brève sur la protection L'adduction contre la corrosion

Chapitre VIII

Organisation de

Travail

VIII .1 Introduction :

Le but de l'organisation de chantiers est, à cet effet, de réaliser des projets dans des délais courts et à moindres coûts.

- Les étapes à utiliser sur les chantiers pour la réalisation d'un réseau d'alimentation en eau potable (A.E.P) sont :
 - Implantation des traces des tranchées sur le terrain.
 - Excavation des tranchées.
 - Pose des conduites.
 - Epreuve de joint et de canalisation.
 - Remblaiement des tranchées.

VIII .2 Implantation du trace des tranchées sur le terrain :**a) Matérialisation :**

On matérialise l'axe de la tranchée sur le terrain avec des jalons placés en ligne droite et espacées de 50 m. On effectue ce travail en mesurant sur le plan leurs distances par des repères fixés où des bornes.

La direction des axes et leurs extrémités est ainsi bien déterminée.

b) Nivellement :

Le nivellement est la mesure des différences d'altitudes entre deux où plusieurs points situés sur une pente uniforme. Lorsque le terrain compte des obstacles on procède au nivellement par cheminement et par un simple calcul, on détermine la hauteur de chaque point ainsi la profondeur de tranchée en point.

VIII.3 .Excavation des tranchées :

Cette opération se divise en deux étapes :

a) Enlèvement de la couche végétale :

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

b) .Excavation :

Selon les caractéristiques du terrain ; l'excavation sera réalisée mécaniquement. La profondeur minimale de la tranchée a excavée doit atteindre 1 m pour les raisons suivantes :

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

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

L'excavation des tranchées s'effectue par tronçon 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 »

VIII. 3 -1 La profondeur (H_{tr}) :

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

Elle est donnée par la relation suivante : $H_{tr} = D + h + h_1$ (VIII-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)

VIII .3.2 Largueur de la tranchée :

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

$$b = D + 0,6 \text{ (m)} \dots\dots\dots \text{(VIII-2)}$$

b : largeur de la tranchée (m)

D : diamètre de la conduite (m).

VIII .3 Choix de l'excavateur et le procédé d'excavation :

Comme il a été mentionné précédemment l'excavation sera réalisée mécaniquement alors le choix de l'engin (pelle mécanique équipée en rétro ou en butée) se base sur leur champ d'application et l'exigence du chantier.

VII .3 .1 Pelle équipée en rétro :

Les aptitudes de la pelle en rétro sont :

- Creuser en dessous de la surface d'appui à son niveau.
- Peut excaver dans la direction de la machine.
- Creuser avec grande précision et rapidité des tranchées à talus verticaux.

VIII .3.2 Pelle équipée en butée :

Les caractéristiques de la pelle en butée sont :

- Excavation en hauteur au dessus de l'assise de la machine.
- Ramassage des matériaux.

Connaissant la nature des travaux demandés et comparant le champ d'application ainsi que les caractéristiques de chacune des deux types de pelle, on opte pour une pelle équipée en rétro à roue pneumatique pour atteindre un rendement optimal.

Pour déterminer les caractéristiques de la pelle, nous devons calculer le volume total à excaver pour notre réseau.

Tableau N°VIII .1: calcul du volume à excaver

Diamètre (mm)	Longueur (m)	b(m)	Htr(m)	S(m ²)	V (m ³)
50	2736.59	0.65	1.2	0.78	2134.54
75	1750	0.68	1.23	0.83	1447.03
100	261.46	0.70	1.25	0.88	228.78
125	246.63	0.73	1.28	0.92	227.98
150	982.19	0.75	1.30	0.98	957.64
175	196.25	0.78	1.33	1.03	201.52
200	146.5	0.80	1.35	1.08	158.22
300	111.16	0.90	1.45	1.31	145.06
350	10	1	1.55	1.55	15.50
					5516.27

D'après ce tableau, le volume total du réseau y compris l'adduction est de **5516.27m³**.

A travers ce volume calculé, nous déterminons la capacité du godet pour notre pelle en rétro.

Tableau N°VIII .2: Capacité du godet en fonction du volume de terrassement

volume du terrassement par une pelle (m ³)	≤10000	≥10000	>20000	>100000
capacité du godet (m3)	0.25-0.35	0.5-0.65	1-1.25	1.5

Comme le volume total est inférieur à 10000 m³ , on opte pour une pelle avec une capacité du gobet égale à 0,30 m³.

VIII .4 .Rendement d'exploitation de la pelle choisie :

Le rendement de la pelle est donné par la relation :

$$R_p = \frac{3600 \times q \times K_r \times K_t}{T_c \times K_f} \quad (m^3/h) \dots\dots\dots(VIII-3)$$

Avec :

- q : capacité du gobet 0,30 m³.
- K_r : coefficient de remplissage du gobet K_r = 0,8 - 0,9 on prend K_r = 0,8
- K_t : coefficient d'utilisation du temps dépend de la nature du sol et de l'habilité du Conducteur: K_t = 0,7- 0,9 prenons K_t = 0,8
- K_f : coefficient de foisonnement du sol K_f = 1,2.
- T_c : la duré d'un cycle de remplissage du gobet T_c= (15-30) s, on prend T_c = 20 s.

AN : $R_p = \frac{3600 \times 0,30 \times 0,8 \times 0,8}{20 \times 1,2} = 28.8m^3 / h$

Si on prend une durée de travail de 8 heures par jour R_p=230 m³/j.

VIII .5 La duré d'excavation :

Connaissant le volume de terre à excaver et le rendement de l'engin le temps d'exploitation sera :

$$T = \frac{V}{R_p} = \text{jours} \dots\dots\dots(VIII-4)$$

V : volume du sol excavé (m³)

➤ R_p : capacité du godet en jour (m³/jour)

$$\text{AN : } T = \frac{5516.27}{230} = 24 \text{ jours}$$

VIII .6 .Aménagement du lit de pose des conduites :

Avant la pose des conduites, on procèdera aux opérations suivantes :

- Eliminer les grosses pierres des déblais placés sur les cotes de la tranchée de façon à éviter leurs chutes accidentelles sur la canalisation une fois posée.
- Nivelier soigneusement le fond de la fouille pour que la pression soit constante entre les points de changement de pentes prévues.
- Etablir en suite le niveau du fond de la tranchée en confectionnant un lit de pose bien damé avec la terre meuble du sable , ce lit de sable est à une épaisseur d'environ 20 cm (pour notre cas nous avons pris 15 cm).

VIII .7 Pose des conduites :

Avant la descente des conduites dans la fouille, on procède à un triage des conduites de façon à écarter celles qui ont subies des chocs ; et on les descend lentement à l'aide d'un engin de levage, dans le fond de la fouille.

Au cours de pose, on vérifie régulièrement l'alignement des tuyaux pour opérer correctement.

VIII.8 Epreuve de joint et de la canalisation :

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

VIII.9 Remblaiement de la tranchée :

Une fois les épreuves réussies, la mise en place du remblai bien tassée doit être effectuée manuellement on utilisant la terre des déblaies (tout élément indésirable étant exclu)

.VIII Conclusion :

Ce chapitre nous a permis de savoir comment faire les travaux pour réaliser un réseau d'alimentation en eau potable sur un chantier dans les meilleures conditions et le bon fonctionnement.

A la fin, on peut dire que n'importe quel projet soit réalisé dans des bonnes conditions à temps et assez économique possible, il faut bien faire appel à toutes les connaissances que contient l'organisation de chantier.

Conclusion générale

Dans le cadre de la préparation du mémoire de fin d'étude, nous avons essayé d'étudier la conception de réseau d'eau potable de la ville Bendoumi

Nous signalons que durant notre étude, une priorité a été donnée surtout au côté technique pour assurer une pression convenable et un débit suffisant aux abonnés, qui assure non seulement la partie économique mais aussi la partie de sécurité (contre l'effet de régime transitoire (coup de bélier), protection la conduit contre la corrosion alors nous avons conçu un réseau de distribution de type maillé composé de conduites non corrosives en polyéthylène haute densité (PEHD). qui répondent à la norme de potabilité ,ce réseau peut répondre aux besoins de la population au moins jusqu'à l'horizon 2041 avec un fonctionnement beaucoup plus fiable par ce que un système efficace est un système qui doit fournir de l'eau à tous les abonnés en quantité suffisante et en bonne qualité.

Cette étude nous a permis de mettre en pratique, toutes les connaissances que nous avons acquises dans tous le domaine 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.

REFERENCES

BIBLIOGRAPHIQUES

Bibliographique

- [1] **A.LENCASTRE** : « Hydraulique générale », Tome II Eyrolled, Paris1982.
- [2] **B.SALAH** : «Cours d'Alimentation en eau potable», ENSH 1993.
- [3] **D. MRAD** : «Concept des problématique dans la conception des réseaux d'Alimentation en eau». G.I.G.R (2009).
- [4] **DUPONT.A** : « Hydraulique urbaine (tome 2) ». Edition Eyrolles (1979).
- [5] **Entreprise tubex (BLIDA)** : Guide d'utilisation Des Canalisations En PEHD.
- [6] **F. VALIRON** : «Gestion des eaux .Alimentation en eau, Assainissement», Cours de l'école nationale des ponts et des chaussées (1988).
- [7] **M. CARLIER** « Hydraulique générale et appliquée », Edition Eyrolles, Paris 1972.
- [8] **SITE WEB**: « www.Bently.com»;
www.pdf data base.com».

Annexes

POUR LE CALCUL SIMPLIFIÉ
DES RÉSERVOIRS D'AIR

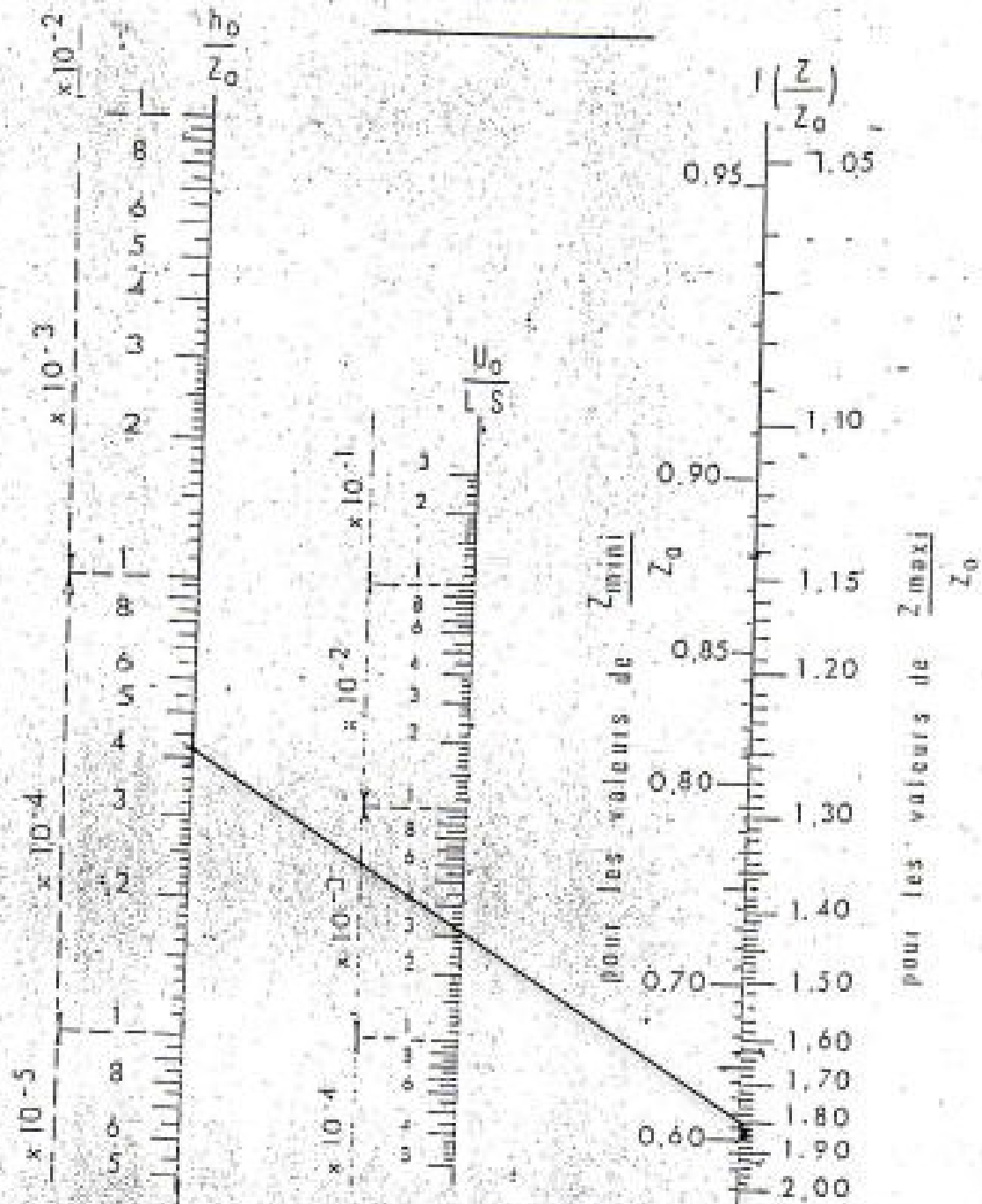


PLANCHE XXVII