

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Diagnostic et conception de réseau d'alimentation en eau potable de la ville du Bir Kasdali (w. Bordj Bou Arreridj).

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0023-11

APA Citation (APA توثيق):

Mecheri, Amel (2011). Diagnostic et conception de réseau d'alimentation en eau potable de la ville du Bir Kasdali (w. Bordj Bou Arreridj)[Mem Ing, ENSH].

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

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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

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

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

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

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE
-ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT 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 :

**Diagnostic et conception de réseau d'alimentation en
eau potable de la ville du BIR KASDALI
(W.BORDJ BOU ARRERIDJ)**

Présenté par :
M^{elle}: AMEL MECHERI

Promoteur :
M^r: A. ZEROUAL

Devant le jury composé de :

Président: M^r O. KHODJET-KESBA

Examineurs: M^r M.S. BENHAFID
M^r A. AYADI
M^{me} L. TAFAT
M^r R. KERID

Octobre : 2011

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 promoteur : Mr A.ZAROUAL de m'avoir orienté par ses conseils judicieux dans le but de mener à 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 MALIKA, FATIMA, mes frères HAMZA, Fayçal, et tous mes amis : RAWA, IMENE, MOUNIRA, KAHINA, HOUDA, SARAH, RANIA,.....

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.

AMEL

DIDICACE

Je dédie ce modeste travail en Signe de respect et de reconnaissance à:

- ❖ *Mes parents pour ces sacrifices afin d'atteindre mon but.*
- ❖ *Mon promoteur **AYOUB ZEROUAL**.*
- ❖ *Mes frères et mes sœurs.*
- ❖ *Toute ma grande famille surtout : Aded el Rahim, Malak, et Ranime.*
- ❖ *Tous mes amis.*
- ❖ *Tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin dans ma formation*

AMEL

ملخص:

العمل الذي نقوم به يهدف إلى تشخيص نظام التزويد بالمياه الصالحة للشرب لمدينة بئر قاصد علي، بمعنى تحديد النقائص الموجودة في نظام جلب وتوزيع المياه وكذلك هياكل التخزين (خزانات المياه)، للحالة الراهنة واقتراح حلول للحصول على السير الحسن للشبكة.

هذه الدراسة سمحت لنا بإعطاء بعض التعديلات لتلبية حاجيات المستهلكين في الحالة الراهنة والحالة المستقبلية (آفاق الدراسة 2030).

كما نذكر أيضا طرق التسيير وعمليات المراقبة والصيانة التي تجرى على منشآت الري.

Résumé

Notre travail consiste à faire un diagnostic du système d'alimentation en eau potable de la ville de Bir kasdali, c'est à dire la détermination des défaillances du système de distribution et d'adduction ainsi que les ouvrages de stockage (réservoirs) de l'état actuel et proposer des solutions pour avoir le bon fonctionnement du réseau.

Après l'expertise du réseau, des recommandations ont été proposées afin d'améliorer l'alimentation en eau potable de la ville et de garantir le bon fonctionnement du système à l'horizon d'étude 2030.

Nous citons aussi les notions de gestion, d'exploitation et les opérations de contrôle et d'entretien à effectuer sur tous les ouvrages hydrauliques.

Abstract

Our work consists to make a diagnosis of the water supply system of Bir kasdali City, so the determination of the failures of the distribution system, adduction and storage tanks of the current state and to propose solutions to have the correct operation of the network.

After the network's expertise, recommendations have been proposed to improve the city drinking water supply and ensure the proper functioning of the system, in the study horizon.

We also include the management concepts, exploitation and the check operations and maintenance to be performed on all hydraulic structures.

SOMMAIRE

Introduction generale

Chapitre I : Présentation de l'agglomération

I.1	Introduction :.....	1
I.2	But de l'étude :.....	1
I.3	La zone d'étude :.....	1
I.4	La situation climatologique :	2
I.4.1	Climat :.....	2
I.4.2	Pluviometrie :.....	3
I.4.3	Température :.....	3
I.4.4	Vent :.....	4
I.5	La Situation topographique :.....	4
I.6	La Situation hydrologique :	4
I.7	Situation hydraulique :.....	4
I.7.1	Ressources en eaux :.....	5
I.7.1.1	Les eaux de surface :.....	5
I.7.1.2	Les eaux souterraines :.....	5
I.7.2	Les réservoirs de stockage :	7
I.7.2.1	Présentation des réservoirs :.....	7
I.7.2.2	Les caractéristique des réservoirs :.....	8
I.7.2.3	Les caractéristique des chambres des vannes :.....	8
I.7.3	Le réseau d'adduction :.....	10
I.7.4	Le réseau de distribution :.....	13
I.8	Conclusion :.....	18

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

II.1 Introduction	19
II.2 Evolution de population et perspective de développement	19
II.3 Evaluation des besoins en eau potable à l'état actuel (2011).....	20
II.3.1 Consommation moyenne journalière.....	20
• Besoins domestiques	21
• Besoins d'arrosages	21
• Besoins des équipements publics	21
II.3.2 Consommation maximale journalière	23
II.3.3 Détermination des consommations horaires	24
II.3.4 Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant	25
II.4 Estimation des besoins en eau potable à l'horizon 2030	29
II.4.1 Calcul des besoins moyens journaliers	29
• Calcul des besoins de la zone d'extension	30
II.4.2 Détermination des débits de consommation	30
II.5 Conclusion.....	32

Chapitre III: Les réservoirs

III.1 Introduction.....	33
III.2 Fonctions des réservoirs.....	33
III.2.1 Fonctions techniques des réservoirs.....	33
III.2.2 Fonctions économiques.....	33
III.3 Classification des réservoirs.....	33
III.4 Emplacement des réservoirs.....	33
III.5 Détermination du volume des réservoirs.....	34
III.5.1 Méthode analytique.....	34
III.5.2 Méthode graphique	34
III.6 Détermination de la capacité du stockage	35
III.7 Bilan du stockage.....	37
III.8 Dimensionnement de réservoir (diamètre, hauteur et surface).....	37
III.9 Comparaison entre les ressources et les besoins.....	38

III.10 Les équipements du réservoir.....	39
III.11 Traversée des conduites dans les parois de la cuve.....	42
III .12 Les joints d'étanchéité.....	44
III.13 Hygiène et sécurité.....	44
III.14 Conclusion.....	44

Chapitre IV: Diagnostic du réseau de distribution existant

IV.1 Introduction.....	45
IV.2 Description du logiciel WATER CAD.....	45
IV.3 Calcul hydraulique du réseau existant	45
IV.3.1 Détermination des débits (routes et nœuds).....	46
IV.3.1.1 Cas de pointe.....	46
↪ Débit spécifique	46
↪ Débit en route	46
↪ Débits aux nœuds.....	46
IV.3.1.2 Cas de pointe + incendie.....	53
IV.4 Modélisation hydraulique du réseau de distribution existant.....	61
↪ Formule de perte de charge utilisée.....	61
IV .5 Fichiers des résultats de simulation	62
IV .5. 1 Cas de pointe	62
IV .5. 2 Cas de pointe+incendie	67
IV .6 Constatations et interprétations des résultats de simulation.....	72
IV .6.1 Cas de pointe.....	72
IV .6.2 Cas de pointe + incendie.....	73
IV.7 Conclusion.....	73

Chapitre V: Dimensionnement du réseau de distribution a l'horizon 2030

V .1 Introduction	74
V. 2 Choix du schéma du réseau de distribution	74
V.3 Choix du type de réseau.....	74
V.4 Conception du réseau de l'agglomération	75
V.5 Principe du tracé du réseau.....	75
V.6 Choix du matériau des conduites.....	75
V.7 Comparaison entre les différents types des tuyaux	75
V.8 Calcul hydraulique du réseau de distribution pour l'horizon 2030	78
V.8.1 Calcul des débits	78
V.8.1.1 Détermination du débit spécifique.....	78
V.8.1.2 Calcul des débits en route	79
V.8.1.3 Détermination des débits nœuds.....	79
V.8.2 Répartition arbitraire des débits.....	88
V.8.3 Détermination des diamètres et des vitesses.....	88
V.9 Résultats de la simulation	88
➤ Cas de pointe	88
➤ Cas de pointe+incendie	96
V.10 Conclusion	96

Chapitre VI: Etude d'adduction

VI.1 Introduction.....	97
VI.2 Type d'adduction.....	97
VI.2.1 Adduction gravitaire.....	97
VI.2.2 Adduction par refoulement.....	97
VI.2.3 Adduction mixte.....	97
VI.3 Choix du trace des adductions.....	97
VI.4 Choix du matériau.....	98
VI.4.1 Schéma hydraulique.....	98
VI.5 Calcul hydraulique.....	100
VI.5.1 Méthode de calcul.....	100
➤ Cas de refoulement.....	100
VI .5.1.1Diamètre économique.....	100
VI .5.1.2 Pertes de charge.....	100
VI .5.1.3 Hauteur manométrique totale (H_{mt}).....	101
VI .5.1.4 Puissance absorbée par la pompe.....	102
VI.5.1.5 Energie consommée par la pompe.....	102
VI.5.1.6 Frais d'exploitation.....	102
VI.5.1.7 Frais d'amortissement.....	102
VI .5.2 Calcul du diamètre économique.....	103
VI.6 Conclusion.....	104

Chapitre VII: accessoires du réseau

VII.1Introduction.....	105
VII.2 Les robinets.....	105
VII.2.1 Les robinets vannes.....	105
VII.2.2 Les vannes papillons.....	106
VII.2.3 Les vannes d'isolement.....	106
VII.2.4 Les vannes à clapet de non retour.....	106
VII.2.5 Les vannes de réduction de pression.....	106
VII.3 Régulateur de pression amont.....	106
VII.4 Les ventouses.....	107
VII.5 Organes de mesure.....	108
VII.5.1 Mesure de débit.....	108
VII.5.2 Mesure de pression.....	109
VII.6 Pièces spéciales de raccordement.....	109
VII.6.1 Les Tés.....	109
VII.6.2 Les coudes.....	109
VII.6.3 Les croix de jonction.....	109
VII.7 Les poteaux d'incendie.....	110
VII.8 Conclusion.....	110

Chapitre VIII: Organisation du chantier

VIII.1 Introduction	111
VIII.2 Implantation du tracé des tranchées sur le terrain	111
➤ Matérialisation	111
➤ Nivellement	111
VIII.3 Excavation des tranchées.....	111
VIII.3.1 Enlèvement de la couche végétale	111
VIII.3.2 Excavation.....	111
VIII.3.2.1 La profondeur (H_{tr})	112
VIII.3.2.2 Largueur de la tranchée.....	112
VIII.3.3 Choix de l'excavateur et le procédé d'excavation.....	112
VIII.3.3.1 Pelle équipée en rétro.....	113
VIII.3.3.1 Pelle équipée en rétro.....	113
VIII.3.3.2 Pelle équipée en butée	113
VIII.3.3.3 Rendement d'exploitation de la pelle choisie	114
VIII.3.3.4 La duré d'excavation	114
VIII.3.3.5 Aménagement du lit de pose des conduites.....	115
VIII.4 Pose des conduites	115
VIII.5 Epreuve de joint et de la canalisation.....	115
VIII.6 Remblaiement de la tranchée.....	116
VIII.6.1 Engin pour le remblaiement des tranchées.....	116
VIII.7 Conclusion	116

Chapitre IX : Gestion du réseau d'AEP

IX.1 Introduction	117
IX.2 But de la gestion	117
IX.3 Gestion et exploitation des ouvrages de stockage	117
IX.3.1 Equipements des réservoirs.....	117
IX.3.2 Aspects lies à l'exploitation des réservoirs	118
IX.3.2.1 Opération de nettoyage :.....	118
IX.3.2.2 Contrôle de la qualité de l'eau	119
IX.4 Gestion et exploitation de réseau de distribution.....	119
IX.4.1 Prévention, contrôle et surveillance de la qualité d'eau	119
IX.4.2 La surveillance et l'entretien courant	119
IX.4.3 Les actions de réduction des pertes d'eau.....	120
IX.4.3.1 La recherche systématique des fuites	120
IX.4.3.2 Le comptage	120
IX.4.4 Rendement du réseau	120
IX.4.5 La lutte contre le vieillissement des conduites.....	120
IX.5 Conclusion	121
Conclusion général.....	122
Références bibliographiques.....	123
Annexes.....	124

Liste des tableaux

Tableau I.1 :	Pluviométrie moyenne mensuelle de la station de Ain Taghrout (2009).	3
Tableau I.2:	Répartition mensuelle de la température de la Station de Ain Taghrout.	3
Tableau I.3:	Variation de vent.....	4
Tableau I.4 :	Caractéristiques des forages.....	5
Tableau I.5 :	Equipement des forages.....	7
Tableau I.6 :	Caractéristiques des réservoirs.....	8
Tableau I.7:	Caractéristiques des ventouses et vidanges.....	11
Tableau I.8:	Caractéristiques des ventouses et vidanges.....	12
Tableau II.1:	Estimation de l'évolution de la population.....	19
Tableau II.2:	Estimation des besoins en eau potables à l'état actuel (2011) pour les différentes catégories.....	22
Tableau II.3:	Besoins en eau potables de la ville de Bir kasdali à l'horizon actuel (2011).....	23
Tableau II.4:	β_{max} en fonction du nombre d'habitants.....	25
Tableau II.5:	Résultats de calculs des différents débits.....	25
Tableau II.6 :	Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants.....	26
Tableau II.7 :	Détermination du débit maximum horaire.....	27
Tableau II.8 :	Calcul du débit moyen des équipements projetés (2030).....	29
Tableau II.9 :	Calcul du débit moyen des équipements projetés (2030) dans la zone d'extension.....	30
Tableau II.10:	Récapitulation des besoins en eau potables de la ville de Bir kasdali à l'horizon d'étude (2030).....	30
Tableau II.11:	Résultats de calculs des différents débits pour l'horizon (2030).....	30
Tableau II.12:	Variation des débits horaires pour l'horizon (2030).....	31
Tableau III.1:	Détermination de la capacité du stockage à l'état actuel.....	35
Tableau III.2:	Résultat du calcul du volume total du stockage à l'état actuel (2010)....	36
Tableau III.3:	Détermination de la capacité du réservoir à l'horizon(2030).....	36
Tableau III.4:	Calcul du volume total du stockage à l'horizon (2030).....	36
Tableau III.5:	Bilan du stockage.....	37
Tableau III.6:	Tableau donnant les dimensions de réservoir projeté.....	38
Tableau III.7:	Bilan Ressources – Besoins.....	38
Tableau IV.1 :	Calcul des débits nodaux (cas de pointe).....	47
Tableau IV.2 :	Calcul des débits nodaux (cas de pointe+incendie).....	54
Tableau IV.3:	Débits et vitesses dans les différents tronçons du réseau (cas de pointe).	62
Tableau IV.4 :	Détermination des pressions aux Nœuds (cas de pointe).....	65
Tableau IV.5:	Débits et vitesses dans les différents tronçons du réseau (cas de pointe+incendie)	67
Tableau IV.6 :	Détermination des pressions aux Nœuds (cas de pointe+incendie).....	70
Tableau V.1 :	Comparaison entre les différents types des tuyaux.....	76
Tableau V.2 :	Détermination de débit spécifique	78
Tableau V.3 :	Calculs des débits routes et nodaux.....	80
Tableau V.4 :	Résultats de la simulation sur les nœuds.....	89
Tableau V.5 :	Résultats de la simulation sur les conduites.....	92
Tableau VI.1:	Calcul de la hauteur manométrique total(HMT).....	103
Tableau VI.2 :	Calcul des Frais d'exploitation des conduites.....	103
Tableau VI.3 :	Calcul des Frais d'amortissement des conduites.....	103
Tableau VI.4:	Bilan des frais des conduites.....	104
Tableau VIII.1:	Calcul du volume à excaver.....	114

Tableau VIII .2 :	Capacité du godet en fonction du volume de terrassement.....	114
Tableau X :	Equipements des réservoirs.....	118

Liste des figures

Figure I.1 :	Délimitation de la zone d'étude.....	2
Figure I.2 :	Schéma synoptique du réseau d'AEP de la ville de Bir kasali.....	6
Figure I.3 :	Vue générale des réservoirs 250 m ³ et 50 m ³	8
Figure I.4 :	Réservoir de 1000m ³	9
Figure I.5 :	Chambre des vannes du réservoir 1000 m ³	9
Figure I.6 :	Dégradation avancé de la conduite d'arrivée à l'intérieur Du réservoir 1000 m ³ à cause de contacte (acier + eau).....	9
FigureI.7 :	Réservoir 250 m3.....	10
Figure I.8 :	Chambre des vannes du réservoir 250 m3.....	10
Figure I.9 :	Ventouse immergée posée sur la conduite d'adduction ϕ 150 en Amiante ciment. Ventouse dégradée (corrosion avancée).....	11
FigureI.10 :	Regard de ventouse en bon état sur la conduite D'adduction ϕ 150 en amiante ciment.....	12
FigureI.11 :	Vidange en bon état posée sur la conduite d'adduction ϕ 90 en PEHD. Tampon en fonte volé. Déchet à l'intérieur du regard.....	13
Figure I.12 :	Ventouse en bon état posée sur la conduite d'adduction ϕ 90 en PEHD Mais il faut changer la colonne montante.....	13
Figure II.1 :	Estimation de la population pour différents horizons.....	20
Figure II.2 :	Histogramme de consommation journalière.....	28
Figure II.3 :	Graphique de consommation actuel (2011).....	28
Figure II.4 :	Histogramme de consommation pour l'horizon 2035.....	32
Figure II.5 :	Graphique de consommation pour l'horizon 2030.....	32
Figure III.1 :	Arrivée par sur verse (Chute libre).....	39
Figure III.2 :	Arrivée par su verse(Noyée).....	39
Figure III.3 :	Arrivée par dessous (Par le fond).....	39
FigureIII.4 :	Arrivée par dessous (Par le bas).....	39
FigureIII.5 :	Conduite de départ.....	40
FigureIII.6 :	Conduite de vidange et de trop plein.....	41
FigureIII.7 :	Conduite by-pass.....	41
FigureIII.8 :	Système de matérialisation de la réserve d'incendie.....	42
FigureIII.9 :	Traversée des conduites (manchon à bout lisse).....	43
FigureIII.10 :	Traversée des conduites (Gaine en fonte).....	44
FigureVI.1 :	Schéma synoptique(projeté) du réseau d'AEP de la ville de Bir kasali....	99
FigureVII.1 :	Robinet vanne.....	105
FigureVII.2 :	Les vannes papillons.....	106
FigureVII.3 :	Régulateur de pression amont.....	107
FigureVII.4 :	Ventouse à deux flotteurs.....	107
FigureVII.5 :	Ventouse à un seul flotteur.....	108
FigureVII.6 :	Débitmètres déprimogènes.....	108
FigureVII.7 :	Manomètre (d'après document BAMO).....	109
FigureVII.8 :	Bouche d'incendie.....	110
FigureVIII.1 :	Schéma d'une tranchée.....	112
FigureVIII.2 :	Pelle mécanique.....	113
FigureVIII.3 :	Pelle équipée en rétro.....	113

FigureVIII.4: Pose des conduites en PEHD dans les tranchées	115
FigureVIII.5: Chargeur.....	116

Liste des planches

1. Plans de masse et réseau d'AEP existant.
2. Plans de masse et réseau d'AEP projeté.
3. Profil en long de l'adduction par refoulement (forage -R. 300m³).

Introduction

Le réseau d'eau potable constitue un élément important dans la vie des sociétés. La fonction de base d'un réseau de distribution d'eau est de satisfaire les besoins des usagers en eau. Cette eau doit être de bonne qualité respectant les normes de potabilité et à une pression et en quantité suffisantes.

L'eau potable est transportée dans des canalisations, généralement enterrées. Elles sont en fonte grise ou ductile, en amiante-ciment, en PVC, etc. Avec le temps, les canalisations commencent à vieillir, les performances hydrauliques diminuent et la qualité de l'eau se dégrade, les pertes d'eau et les casses augmentent. Les casses peuvent provoquer des dégâts spectaculaires et sont généralement enregistrées dans des bases de données. Leur augmentation est un bon critère de vieillissement, lié aux caractéristiques des canalisations et de leur environnement.

Le vieillissement des réseaux urbains d'eau potable constitue depuis plusieurs années une préoccupation majeure des gestionnaires publics et privés. Les réseaux d'eau potable constituent une partie du patrimoine urbain qui s'inscrit dans un processus de longue durée. Par conséquent, leur renouvellement devrait se rattacher à des considérations liées au « vieillissement », en d'autres termes à la dégradation dans le temps de leurs caractéristiques d'origine.

Mettre à niveau l'état et le fonctionnement des réseaux d'eau potable de la ville de Bir kasdali demande des ingénieurs qu'ils interviennent face au vieillissement : en rénovant des conduites existantes, en remplaçant certaines par des nouvelles, ou en installant de nouvelles conduites pour satisfaire la demande des nouveaux consommateurs ou encore en renouvelant tout le réseau, la tâche paraît simple si on en croit les premiers constats faites par l'Algérienne des eaux qui prouvent l'état désastreux du réseau et de sa gestion passée.

L'objet de notre travail consiste en une meilleure appréhension du fonctionnement du réseau d'AEP de la ville de Bir kasdali et aussi à des propositions en terme de gestion et de renouvellement du patrimoine existant. C'est pour cela que dans un premier temps, nous allons entrer au coeur du système actuel d'alimentation en eau potable et de sa problématique. Ensuite, on procédera à l'explication de son état et les problèmes rencontrés du point de vue hydraulique et de vérifier les défaillances des ouvrages de stockage et la capacité du réseau existant à véhiculer les débits nécessaires à l'horizon 2030. En troisième partie, nous nous préconisons des solutions pour diminuer les anomalies. Enfin, des solutions seront proposées pour une bonne gestion et exploitation du système.

I.1 INTRODUCTION

Avant d'entamer les différents points nécessaires à l'étude. Il convient de faire ressortir les caractéristiques propres de la ville de BIR KASDALI. Ces caractéristiques vont nous guider à faire un bon diagnostic de réseau de distribution et la mise en place du schéma d'alimentation projeté, ces caractéristiques sont représentées essentiellement par la situation topographique, géographique, géologique, hydrologique, climatologique et hydraulique.

I.2 BUT DE L'ETUDE

La présente étude ; réalisée conformément à la demande de l'agglomération de BIR KASDALI, a les objectifs suivants :

- Mettre en évidence les insuffisances du réseau ou des ouvrages pour répondre à la demande en eau potable actuelle et future Par :
 - Une analyse du système existant (réseau /adduction/ouvrages).
 - faire un bilan de l'adéquation des besoins en eau de l'agglomération.
 - Une simulation de fonctionnement du réseau.
- Définir les améliorations à apporter pour assurer la desserte quantitative et qualitative des abonnés en toute sécurité.
 - Pour se faire, il a été donc nécessaire d'effectuer des missions de reconnaissance sur le site, de procéder à la collecte des données et informations relatives à la situation hydraulique existante, l'exploitation des documents et études antérieures avec le concours de la Subdivision d'hydraulique et les services techniques concernés.

I.3 ZONE D'ETUDE

Cette agglomération d'origine coloniale à vocation agricole ; l'exploitation principale étant la céréaliculture et les cultures maraîchères notamment à proximité du périmètre urbain.

Les contraintes au développement du chef lieu se résument à :

- ✓ Terres à haute valeur agricole à l'EST et à l'Ouest.
- ✓ Reboisement au Nord.
- ✓ Ligne électrique à l'Ouest.

La ville de Bir kasdali est le chef lieu de la Commune de BIR KASDALI, elle est située dans la Wilaya de Bordj Bou Arreridj à proximité de la route nationale N°05, éloignée du chef lieu de wilaya d'une distance avoisinante les 30 km sur un terrain favorable relativement plat.

La ville de Bir kasdali est limitée :

- ✓ Au Nord par la Commune de Khelil.
- ✓ A l'Ouest par la Commune de Sidi Embarek.
- ✓ Au Sud par la Commune d'Ain Tassera.

✓ A l'Est par la Commune Ain Taghrout.



Figure I.1 : Délimitation de la zone d'étude

I.4 SITUATION CLIMATOLOGIQUE

I.4.1 Climat

Le climat peut être défini ou observé à différentes échelles qui sont par ordre croissant d'établie ce microclimat, le climat local, le climat régional, et le climat général. L'étude climatique nous renseigne sur la pluviométrie, les températures, les taux d'humidité et les vents. La région est caractérisée par un climat méditerranéen continental à étage bioclimatique semi aride.

I.4.2 Pluviométrie

Les moyennes mensuelles et total annuel des précipitations en mm sont données dans le tableau suivant :

Tableau I.1 Pluviométrie moyenne mensuelle de la station de Ain Taghrout (2009)

Mois	Jan	Fév.	Mar.	Avr.	Mai.	Juin.	Juil.	Août	Sept	Oct.	Nov.	Déc.	Total annuel
P (mm)	29	34	31	40	33	10	3	13	13	34	30	42	318

Source : ANRH de Bordj Bou Arreridj Station météorologique d'Ain Taghrout (2009)

Ce tableau fait ressortir une pluviométrie annuelle de 318 mm qui se répartie sur deux (02) périodes distinctes.

Une période concernant la saison estivale (Juin, Juillet et Aout) marquée par des faibles pluies d'une moyenne de 9 mm.

Une deuxième période concernant les autres saisons de l'année, marquée par une abondance des pluies comparativement de la première.

En effet les pluies débutent en Automne (Septembre, Octobre, Novembre) avec une moyenne de 26mm et s'accroissent en hiver (Décembre, Janvier, Février) avec une moyenne de 35mm.

I.4.3 Température

La région de BIR KASDALI a une température moyenne de 15 C°.

Tableau I .2 Répartition mensuelle de la température de la Station de Ain Taghrout

Mois	Jan	Fév.	Mars	Avr.	Mai.	Juin	Juil.	Août	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.
Temp (°C)	8	9	11	13	16	21	25	25	20	16	13	9

Source : ANRH de Bordj Bou Arreridj Station météorologique d'Ain Taghrout (2009)

L'analyse des températures mensuelles mis en valeur l'existence de deux saisons :

- Une saison froide qui s'établit du mois Octobre au mois Avril.
- Une saison chaude qui s'établit du mois Mars au mois Septembre.

I.4.4 Vent

Le tableau suivant indique les variations concernant les moyennes mensuelles et annuelles.

Tableau I.3 Variation de vent

Mois	Jan	Fév.	Mars	Avr.	Mai.	Juin	Juil.	Août	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	MOY
VIM	6	7,1	6,6	6,7	6,9	6,5	5,9	5,5	3,7	5,3	5,2	7	6,2
DIV	SN	SN	SN	SN	ESW	SN	SN	SN	SN	SN	ESW	SN	SN
Fréq	39	32	33	30	27	27	29	38	38	37	45	38	51,1

Source : ANRH de Bordj Bou Arreridj.

VIM = Vitesse de vent moyen en m/s.

DIV = Direction de vent.

Fréq = Fréquence moyenne mensuelle %.

I.5 SITUATION TOPOGRAPHIQUE

La ville de BIRKASDALI s'inscrit dans la région des hautes plaines Setifiénne, le relief se caractérise par deux types de reliefs :

- Deux collines au Nord et au Sud de la ville.
- Une cuvette à l'antérieur de la ville.

La ville de BIRKASDALI s'étend sur une superficie de 64.48km² et dont l'altitude est 970m, Latitude est 720,50m, une longitude 322.5m et les pentes sont moyennement faible.

I.6 SITUATION HYDROLOGIQUE

Le principale cours d'eau qui draine les eaux au niveau de la ville de BIR KASDALI est Oued El Kef de BIR KASDALI qui draine les eaux de surface vers Oued Ain Taghrout dont il déversé au barrage Ain Zada.

I.7 SITUATION HYDRAULIQUE

Cette partie a pour but de mettre en évidence la situation actuelle de système d'alimentation en eau potable de la ville de Bir kasdali et faire une analyse sur les ressources existantes et les différents réservoirs de stockage et revoir le réseau de distribution et de l'adduction.

I.7.1 Ressource en eau

I.7.1.1 Eaux superficielles

L'agglomération de Bir kasdali appartient à la région des hauts plateaux ou l'apport moyen annuel varie entre 500 et 600 mm/an.

Il n'existe aucun ouvrage de stockage des eaux superficielles destinées à l'alimentation en eau potable de la ville de Bir kasdali.

I.7.1.2 Eaux souterraines

La mobilisation des ressources en eaux souterraines pour l'agglomération de Bir kasdali est assurée par Cinq forages (Voire fig I.2) (Forage Djouaher, Forage Meriouet, Forage de Ain El Bidha, Forage Djouaher(2) et Forage Djouaher(3)).

L'ensemble des forages produisent actuellement un débit de 24 l/s, les forages Djouaher(2) et (3) donnent un débit de 13l/s, mais ils ne sont pas en service à cause de manque des équipements, les caractéristiques de ces derniers sont données dans le tableau ci-dessous :

Tableau I.4 : Caractéristiques des forages

Nom du Forage	Cordonnées	Débit (l/s)	N.S (m)	Profondeur (m)	Temps de Fonction (Heures)
Djouaher	X=570.85 Y=397.50	12	27,65	100	24
AIN BIDHA	X=705,400 Y=316,350	12	08	70	24
Djouaher (2)	X=709,150 Y=321.800	6	56	103	24
Djouaher (3)	X=709,200 Y=320.100	7	48,6	150	24
Meriouet	X= Y=	7	22	90	24

N.S : Niveau Statique.

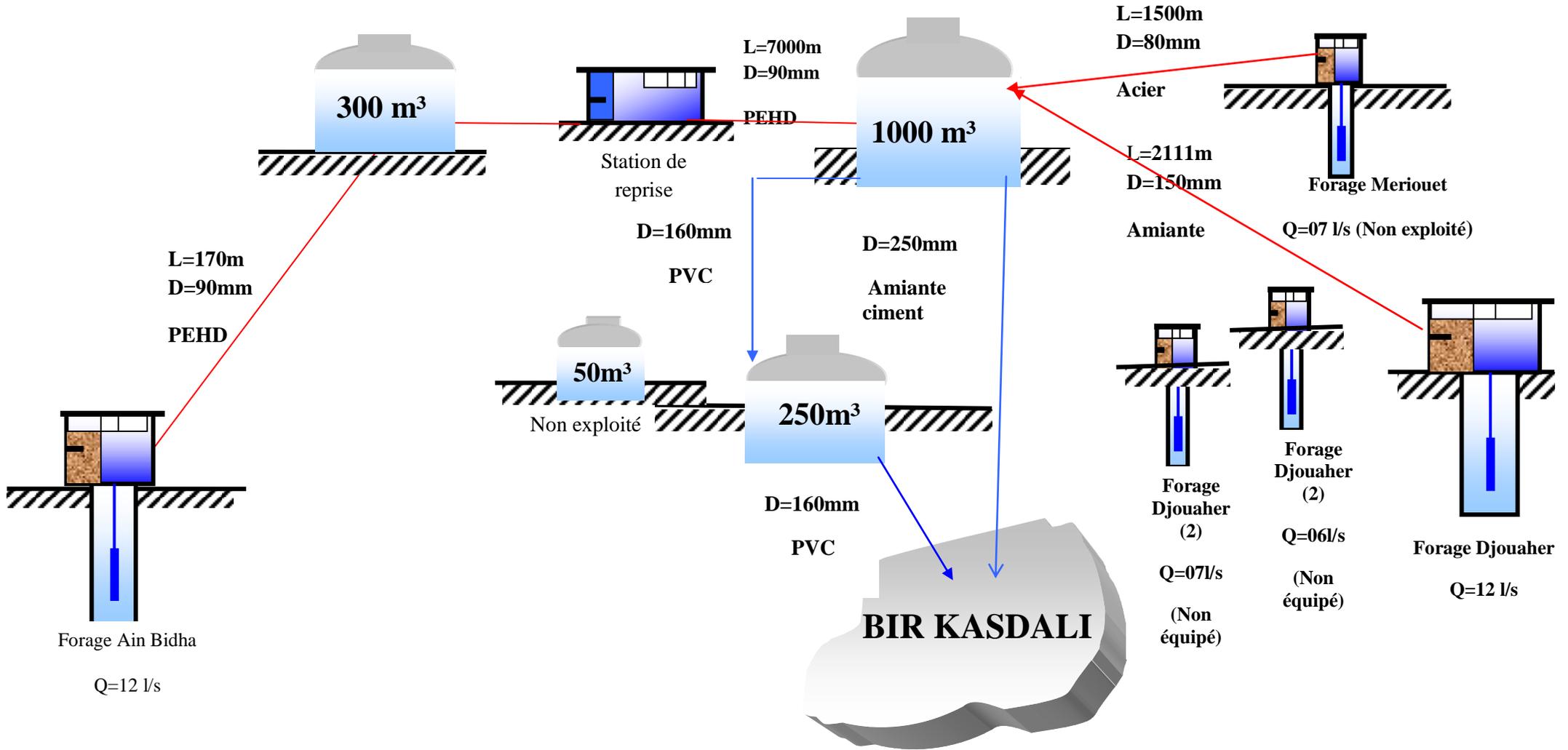


Figure I.2 : Schéma synoptique actuel de L'AEP de la ville de BIR KASDALI

Tableau I.5 : Equipement des forages

Equipement du Forage	Equipement existe en bon état			Equipement existe en mauvais état			Equipement manquant		
	Forage Djouaher et(2)(3)	Forage Meriouet	Forage Ain el Bidha	Forage Djouaher	Forage Meriouet	Forage Ain el Bidha	Forage Djouaher	Forage Meriouet	Forage Ain el Bidha
Appareillage de commande électrique		■	■	■					
Appareillage de javellisation	■	■	■						
Ventouse Ø80	■	■	■						
Vidange Ø100	■	■	■						
Clapet Anti-retour	■	■	■						
Compteur	■	■	■						
Vanne de réglage Ø100	■	■	■						
Manomètre	■		■		■				
Anti-bélier			■				■	■	
Géni civil	■	■	■						

NB : Actuellement le forage Meriouet est à l'arrêt à cause de sa mauvaise qualité d'eau.

I.7.2 Réservoirs de stockage

1.7.2.1 Présentation

Le stockage dans la ville de Bir kasdali est assuré par deux réservoirs de capacité 1000 m³ et 250 m³, situé, respectivement au Nord Est de la ville à la sortie ver Ain Taghrout, et à l'entrée de la ville au dessus de lycée. Il existe aussi un ancien réservoir de capacité 50 m³ à côté de réservoir 250 m³ qui n'est pas en service actuellement (fig I.3).



Figure I.3 : Vue générale des réservoirs 250 m³ et 50 m³

1.7.2.2 Caractéristiques des réservoirs

L'état physique des réservoirs est jugé bon par conséquent il sera maintenu pour l'horizon d'étude avec un éventuel renforcement par d'autres réservoirs si cela s'avère nécessaire.

Tableau I.6 : Caractéristiques des réservoirs

Réservoirs existants	Capacité (m ³)	Année de mise en service	Côte terrain naturel (m)	Forme du réservoir	Type	Etat de génie civil	Zone de distribution
1 ^{er}	1000	1990	548	Circulaire	Semi-enterré	Bon	Lots (416+259+129) + R250m3
2 ^{eme}	250	1990	538,5	Circulaire	Semi-enterré	Bon	Centre de ville + Douar+le reste de la ville
3 ^{eme}	50	1990	536	Circulaire	Semi-enterré	Bon	Hors service

1.7.2.3 Caractéristique des chambres des vannes

Réservoir 1000 m³

La chambre des vannes du réservoir 1000 m³ est composée par : une conduite d'arrivée à partir de forage Djouaher en amiante ciment de diamètre 150 mm, une conduite de distribution en amiante ciment de diamètre 250 mm, une conduite de trop-plein en Acier de diamètre 300 mm et une vidange en acier de diamètre 100mm.



Figure I.4 : Réservoir de 1000m³

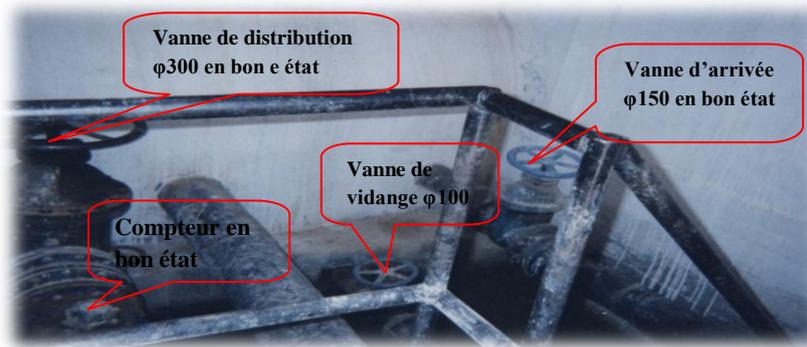


Figure I.5 : Chambre des vannes du réservoir 1000 m³

Recommandation

Il faut changer les deux conduites à l'intérieur du réservoir 1000 m³ (conduite d'arrivée et conduite de trop plein) à cause de leur dégradation avancée.



Figure I.6 : Dégradation de la conduite d'arrivée à l'intérieur
Du réservoir 1000 m³ à cause de contact (acier + eau).

Réservoir 250 m³

La chambre des vannes du réservoir 250 m³ est composée par : une conduite d'arrivée à partir de réservoir 1000 m³ en PVC de diamètre 160 mm, une conduite de distribution en PVC de diamètre 160 mm, une conduite de trop-plein en Acier de diamètre 100 mm et une vidange en acier de diamètre 100 mm.



Figure I.7 : Réservoir 250 m³



Figure I.8 : Chambre des vannes du réservoir 250 m³

I.7.3 Réseau d'adduction

I.7.3.1 Adduction Forage Djouaher – Réservoir 1000 m³

L'adduction « forage Djouaher – réservoir 1000 m³ » est en amiante ciment de diamètre Ø150 mm et un linéaire de 2111 m, prend naissance à partir du forage Djouaher et refoule directement ver le réservoir 1000m³. Cette adduction est prévue pour le remplissage du réservoir 1000 m³, elle est composée de trois ventouses et trois vidanges.

Tableau I.7: Caractéristiques des ventouses et vidanges

Désignation	Caractéristiques	Observations	Cause	Recommandation
1 ^{ère} Ventouse	Ø80 mm	Dégradation avancée	Regard noyé	Changement de la ventouse
2 ^{ème} Ventouse	Ø80 mm	Bon état	-	-
3 ^{ème} Ventouse	Ø80 mm	Bon état	-	-
1 ^{ère} Vidange	Ø100 mm	Dégradation avancée	Regard noyé	Changement de la vidange
2 ^{ème} Vidange	Ø100 mm	Fuite au niveau du regard de la vidange	Cassure	Réparation de la fuite
3 ^{ème} Vidange	Ø100 mm	Bon état	-	-

L'état physique de la conduite d'adduction est bon, elle sera maintenue pour l'horizon d'étude.



Figure I.9 : Ventouse immergée posée sur la conduite d'adduction φ150 en Amiante ciment. Ventouse dégradée (corrosion avancée)

Les ouvrages de génie civil des regards des ventouses et vidanges sont en bon état.



Figure I.10 : Regard de ventouse en bon état sur la conduite d'adduction $\phi 150$ en amiante ciment.

I.7.3.2 Adduction Forage Meriouet – Réservoir 1000 m³

L'adduction « Forage Meriouet – réservoir 1000 m³ » est en Acier de diamètre $\varnothing 80$ mm et un linéaire approximative de 1500 m, prend naissance à partir du forage Meriouet et refoule directement vers le réservoir 1000m³. Cette adduction est prévue pour renforcer le remplissage du réservoir 1000 m³, elle est composée de deux vidanges et une ventouse.

Tableau I.8: Caractéristiques des ventouses et vidanges.

Désignation	Caractéristiques	Observations
1 ^{ère} Ventouse	$\varnothing 80$ mm	Bon état
1 ^{ère} Vidange	$\varnothing 80$ mm	Bon état
2 ^{ème} Vidange	$\varnothing 80$ mm	Bon état

L'état physique de la conduite d'adduction est bon, elle sera maintenue pour l'horizon d'étude.

I.7.3.3 Adduction Forage de Ain El Bidha – Réservoir 1000 m³

L'adduction « Forage de Ain El Bidha – réservoir 1000 m³ » en PEHD de diamètre $\varnothing 90$ mm, prend naissance à partir du forage qui refoule dans le réservoir 300 m³ situé à Ain El Bidha en suite gravitaire ment vers le réservoir 1000 m³. Cette adduction est prévue pour renforcer le remplissage du réservoir 1000 m³ elle est composée de trois ventouses et trois vidanges en bon état.



Figure I.11 : Vidange en bon état posée sur la conduite d'adduction $\varnothing 90$ en PEHD
Tampon en fonte volé. Déchet à l'intérieur du regard.



Figure I.12 : Ventouse en bon état posée sur la conduite d'adduction $\varnothing 90$ en PEHD
mais il faut changer la colonne montante.

I.7.4 Réseau de distribution

I.7.4.1 Démarche à suivre dans l'établissement du plan de recollement

Avant que le bureau d'études entame le travail de terrain, il a procédé à la collecte de tous les plans des réseaux d'AEP existants et projetés de tous les lotissements, cités et des quartiers qui sont situés dans la limite du projet. Ces plans sont très utiles et serviront de guide en cas d'absence d'information. Après la collecte des données et le traitement général de l'information le bureau d'études a procédé à la partie réservée au terrain à savoir : le repérage sur site du tracé des conduites et le positionnement des vannes qui sont abritées dans un regard ou bien identifiées par leurs bouches à clef.

Le recollement du réseau a été monté par partie et par zone tel qu'il existe réellement. Après avoir reconstitué le réseau global de la ville il a été procédé à l'interprétation des données ainsi recueillies et les comparer au différents plans en notre possession. Une deuxième correction, du plan de recollement constitué, a été effectuée par les services de l'hydraulique a fin d'avoir une meilleur coordination entre les différents services.

Il est à signaler que les plans récupérés des réseaux projetés et réalisés ne reflètent pas la réalité du réseau existant. Beaucoup de changements ont été opérés sur le réseau projeté au cours de la réalisation ou pendant l'exploitation.

Des sondages de reconnaissance sont prévus dans cette phase de l'étude et serviront de moyen de control et de confirmation des caractéristiques réelles du réseau.

Nous allons dans ce qui suit montrer comment le réseau d'AEP de Bir kasdali est constitué afin de mieux comprendre son fonctionnement.

I.7.4.2 Plan de recollement du réseau d'AEP

D'une manière générale le réseau de distribution de Bir kasdali est composé par une conduite de distribution maîtresse en amiante ciment Ø 250mm sortant du réservoir 1000m³, des conduites très anciennes en acier se trouvent dans le Douar El Atik et le reste de la ville par des conduites en PVC.

I.7.4.3 Pièces spéciales

Les pièces spéciales complétant le réseau et qui sont repérable sont portés sur le plan. Il s'agit des vannes de sectionnement abrité dans des regards ou bien c'est identifié par leurs bouches à clef.

I.7.4.4 Etat et principe de fonctionnement du réseau d'AEP

I.7.4.4.1 Principe de fonctionnement

Une fois le réseau est reconstitué, le bureau d'études à assister le gestionnaire dans sa mise en service des différentes étapes de distribution et les opérations de remplissage et de vidange des réservoirs ainsi le fonctionnement de la station de pompage du forage Djouaher. Cette mesure permettra au bureau d'études de mieux comprendre le fonctionnement du réseau et constater de près les défauts dans l'alimentation et la façon dont ils sont réglés.

Actuellement, le réseau ne fonctionne pas à plein temps, mais suit un régime de coupure d'eau, ceci est dû essentiellement à l'indisponibilité d'une quantité d'eau suffisante pour alimenter toute la ville pendant 24 heures. L'alimentation en eau potable dans la ville de Bir kasdali suit un régime de distribution de (1jour sur 2) en partageant la ville en deux parties :

- Distribution à partir du réservoir 1000 m³ vers les lotissements (416, 259, 129 et une partie de Douar el Atik) à travers une conduite en amiante ciment de diamètre 250 mm pendant une journée (de 07 h 00 a ,13 h 30)

- Distribution à partir du réservoir 1000 m³ vers le réservoir 250m³ à travers une conduite en PVC de diamètre 160 mm pour alimenter le reste de la ville pendant la deuxième journée (de 07 h 00 à 13 h 30).

L'alimentation d'eau potable à l'intérieur des cités et les lotissements pour toute la ville s'effectuée par groupement de maison en manipulent 35 vannes.

I.7.4.4.2 Etat du réseau

1- Conduite de distribution à partir du réservoir 1000 m³ ver les lotissements (416 et 259) : elle est en amiante ciment de diamètre 300 mm, composée de cinq regards (deux regards de vidange, deux regards de ventouse et un regard de vanne de sectionnement). L'état physique de la conduite est bon, les ventouses et vidanges sont en bon état, les ouvrages de génie civile pour tous les regards sont en bon état. Présence de pierres et des déchets dans les regards de ventouse et vidange à cause de l'absence de capot.

2- Conduite de distribution à partir du réservoir 1000 m³ ver le réservoir 250 m³ : prend naissance à partir du premier regard de vidange de la conduite de distribution en amiante ciment Ø300. Elle est en PVC de diamètre 160 mm. Nous signalons la présence des fuites dans plusieurs endroits le long de cette conduite.

3- Réseau de la Cité 416 lots

Le réseau de la Cité 416 lots est de type maillé avec des ramifications à l'intérieur de réseau. La maille principale qui contourne toute la cité est de diamètre 160 mm en PVC, le reste du réseau est de diamètre 63 mm et 40 mm en PVC également, avec des profondeurs varient de 50 à 80 cm.

L'alimentation du réseau s'effectue par une jonction avec la conduite en PVC de diamètre 125 mm, cette dernière est raccordée avec la conduite en amiante ciment de diamètre 300 mm. Ce réseau ne présente aucun regard de vanne et toutes les vannes sont identifier par leur bouche a clef.

4- Réseau des coopératives (EL HILAL, EL BADER, EL WIFAK, EL ITIHAD)

Ces coopératives sont situés au Nord de la cite 416 lots, l'alimentation en eau potable s'effectue directement par des piquages individuelle sur la maille principale de la cite 416 lots de diamètre 160 mm en PVC.

5- Réseau des coopératives (CHOROUK, EL FATEH, EL ASER, SLIMANE AMIRAT)

Ces coopératives sont situés a l'Ouest de la cite 416 lots, l'alimentation en eau potable est assurer par un piquage de diamètre 63 mm sur la maille principale de la cite 416 lots de diamètre 160 mm en PVC.

6- Réseau de la Cité 50 logements OPGI

La cité 50 logements située à l'Ouest de la cité 416 lots, est alimentée par un réseau de type ramifié, le diamètre de la conduite principale est 125 mm en PVC et les ramifications secondaires à l'intérieur des blocs avec un diamètre 63 mm en PVC.

L'alimentation du réseau s'effectue par un piquage de diamètre 125 mm sur la maille principale de la cité 416lots de diamètre 160 mm en PVC.

Les profondeurs des conduites varient de 50 à 60 cm.

Le réseau est en bon état, par conséquent il sera maintenu s'il répondra aux exigences hydrauliques.

7- Réseau de la Cité 129 lots

La cité 129 lots située au sud de la cité 416 lots, est alimentée par un réseau maille avec des ramifications à l'intérieur du réseau, la maille principale qui contourne une partie de la cité est de diamètre 90 mm en PVC, le reste du réseau ces des ramifications de diamètre 63 mm en PVC également.

L'alimentation du réseau s'effectue par un piquage de diamètre 90 mm sur la maille principale de la cité 416lots de diamètre 160 mm en PVC.

Les profondeurs des conduites varient de 80 à 120 cm

Le réseau est en bon état, par conséquent il sera maintenu s'il répondra aux exigences hydrauliques.

8- Réseau de Douar El Atik

Le réseau de Douar El Atik est de type ramifié en PVC de différents diamètres : 125, 110, 90, 63, 40 mm, il contient ainsi des conduites en acier de diamètre 50 mm.

Le douar est alimenté d'une façon anarchique : La partie sud du Douar est alimentée par le réservoir 250 m³ à travers des piquages soit individuel, ou collectif par des diamètres (63 mm en PVC ou 50 mm en Acier) sur la conduite de diamètre variable (125, 110 et 90 mm) qui prend naissance à partir du l'abattoir. La partie Nord du Douar est alimentée par le réservoir 1000 m³ à travers des piquages collectif par des diamètres (63, 90 mm) sur le réseau de la cité 416 lots ou bien sur la conduite de diamètre 110 mm posée sur la route qui délimite le Douar avec la cité 129 lots.

Il faut signaler qu'il n'existe aucun plan du réseau interne du Douar, le réseau porté sur notre plan a été identifié par le diagnostic sur le terrain avec le vannier de l'APC, on a confirmé ces données par des sondages au niveau du douar. Les profondeurs des conduites varient de 80 à 150 cm.

9- Réseau de centre ville

Nous décrivons le centre ville, la partie délimitée par :

Au Nord : le Douar El Atik -cité 129 lots - cité 416 lots - cité 259 lots.

A l'Est : la cité 347 lots.

Au Sud : la zone de Boisement naturelle.

A l'Ouest : la route communale vers Khelil.

L'alimentation du centre ville se fait par un réseau maillé formé par plusieurs mailles et quelques ramifications à l'intérieur des mailles.

Les mailles formant le réseau du centre ville sont alimenté par des piquages sur la conduite principale en PVC de diamètre 125 mm qui prend naissance à partir du réservoir R 250 m³. Le réseau d'AEP du centre ville composé par les diamètres suivant : 125, 110, 90, 63, 40 mm en PVC.

Le réseau du centre ville est trop profond varie de 1,20 a 2,00 m. dans plusieurs endroit du centre ville le réseau d'AEP est au dessus du réseau d'assainissement

Le réseau est en bon état, par conséquent il sera maintenu s'il répondra aux exigences hydrauliques, mais il faut surélever le réseau d'AEP dans les endroits où ce dernier est au dessous du réseau d'assainissement.

10- Réseau de la Cité 347 lots

La cité 347 lots située au Sud-est du centre ville elle est en cour de construction, une partie du lotissement doté d'un réseau maille en PVC de diamètre 90 mm, ce réseau il n'est pas en service, des tronçons du ce réseau sont endommagés a cause des travaux de l'alimentation du lotissement en gaz de ville.

Les habitants de cette cité sont alimentés par des piquages individuelle sur l'ancienne conduites en PVC de diamètres 160 mm qui à été réalisé pour l'alimentation en eau potable du réservoir 250 m³ a partir du réservoir 1000m³, cette conduite elle a été transformé comme conduite de distribution pour les habitants de cette cité.

Le réservoir 250 m³ est alimenté par une nouvelle conduite posée en parallèle avec l'ancienne conduite.

11- Réseau de la Cité 180 logements OPGI

La cité 180 logements OPGI située à coté du l'abattoir elle est alimenté par un piquage de diamètre 90 mm sur la conduite en PVC de diamètre 160 mm qui alimente le réservoir 250 m³.

12- Réseau de la cité 30 logements OPGI

La cité 30 logements OPGI située à l'Est de la gendarmerie nationale à coté du CEM est alimenté par un piquage de diamètre 63 mm sur la conduite en PVC de diamètre 160 mm qui alimente le réservoir 250 m³.

13- Réseau de la cité 259 lots

La cite 259 lots situer au Nord Est de la cite 416 lots, Le réseau de cette cite est de type maillé avec des ramifications à l'intérieur du réseau. Les diamètres formant le réseau sont : 110, 90, et 63 mm, tout le réseau est en PVC. Ce réseau est réalisé récemment, actuellement il n'est pas en service, les habitants de cette cite sont alimentés par des piquages individuelles sur le réseau de la cite 416 lots.

Le réseau est en bon état, par conséquent il sera maintenu s'il répondra aux exigences hydrauliques.

I.8 CONCLUSION

On a remarqué que le réseau de distribution actuel desservant notre zone d'étude est composé en grande majorité des conduites en amiante ciment, qui sont classés comme cancérigène, donc nuisible pour la santé des abonnés. Nous allons donc changé l'ensemble de conduites actuelles par des conduites en polyéthylène haute densité (P.E.H.D) qui ont fait preuve d'une bonne caractéristique hydraulique (coefficient de rugosité très faible) et d'une durée de vie prouvée par l'expérience et le test de vieillissement théoriquement de 50 ans.

Nous allons donc procéder dans le chapitre qui suit au calcul des besoins en eau de la commune.

II.1 INTRODUCTION

En Algérie, la conjugaison de la croissance démographique, le développement des secteurs industriels et agricoles, a entraîné un accroissement spectaculaire des besoins en eau, accroissement nettement plus important par rapport aux quantités mobilisées, au point où le déficit entre l’offre et la demande en eau risque de constituer, à long terme, un handicap insurmontable au développement et un impact négatif sur le plan socio économique.

Compte tenu de ce déficit en eau, l’estimation des besoins en eau domestique, devient de plus en plus problématique particulièrement dans les études de projets d’alimentation en eau potable. En effet, pour les agglomérations urbaines, une valeur moyenne de la dotation unitaire de 150 litres par habitant par jour est souvent adoptée, une valeur qui répond bien aux normes étrangères, mais qui s’avère inadaptée au niveau national, en vu de l’insuffisance de nos ressources hydrique.

II.2 EVOLUTION DE POPULATION ET PERSPECTIVE DE DEVELOPPEMENT

Selon nos informations recueillies au niveau de l’APC (Assemblée populaire communal) de Bir kasdali et les données du DPAT (Direction de planification et aménagement territoire), la population de la commune en 1998 est estimée à 10208 habitants.

L’objectif de notre étude est de satisfaire les besoins en eau potable à l’horizon **2030** ; pour l’estimation de la population future, nous adopterons un taux d’accroissement de **2,50 %**

En Algérie il a été constaté que l’évolution démographique suit la loi des accroissements géométriques qui donnée par la formule suivante :

$$\text{Avec : } P_n = P_0 [1 + \tau]^n \tag{II.1}$$

Avec :

P_n : Population future prise à l’horizon quelconque (hab.) ;

P₀ : Population de l’année de référence (hab.) ;

τ : Taux d’accroissement annuel de la population. D’après les informations recueillies au niveau d’APC de Bordj Bou Arreridj [**τ = 2,50%**] ;

n : Nombres d’années séparant l’année de référence a l’horizon considéré.

Le nombre d’habitants de la ville de Bir Kasdali pour différents horizons est donné dans le tableau ci-dessous :

Tableau II.1: Estimation de l’évolution de la population.

Horizons	1998	2008	2011	2020	2030
Taux d'accroissement %	/	2,5	2,5	2,5	2,5
Population	10208	13067	14071	17573	22495

(Source : A.P.C de Bir kasdali).

La figure suivante nous montre l'estimation de la population pour différents horizons :

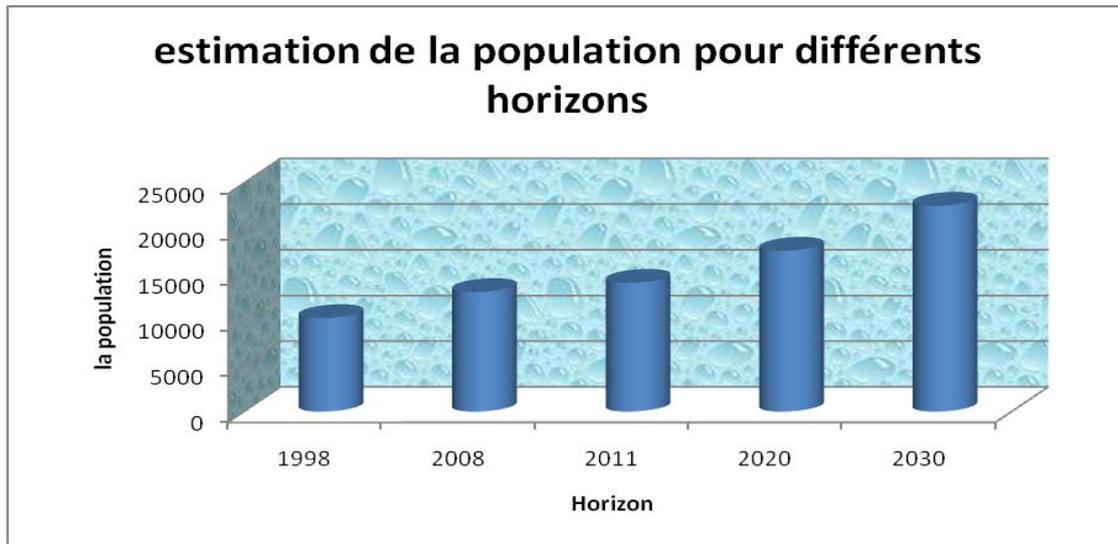


Figure II.1 : Estimation de la population pour différents horizons

II.3 EVALUATION DES BESOINS EN EAU POTABLE A L'ETAT ACTUEL (2011)

L'évaluation de la quantité d'eau ne peut se faire avec grande certitude, chaque catégorie de besoins dépend de nombreux paramètres, dont l'évolution dans le temps est variable et change d'une agglomération à l'autre. Les besoins en eau nécessaire dépendent aussi du climat, des habitudes de la population, du type de l'agglomération, du degré d'équipement et de la catégorie du consommateur.

II.3.1 Consommation moyenne journalière [1]

La consommation moyenne journalière est exprimée en mètre cube par jour et donnée par la relation suivante :

$$Q_{moyj} = \frac{(Q_i \times N_i)}{1000} \text{ en } [m^3/j] \quad (II.2)$$

Avec :

$Q_{moy,j}$: Consommation moyenne journalière en m^3/j ;

Q_i : Dotation moyenne journalière en $l/j/hab$;

N_i : Nombre de consommateurs.

Vu l'urbanisation, le niveau de vie et le confort de la ville de Bir kasdali, il est préférable de se baser sur les différentes catégories des besoins tels que :

- **Besoins domestiques :** En se basant sur les tendances et les recommandations internationales, la dotation moyenne par habitant et par jour se situe comme suit :
 - ◆ Ville de moins de 20000 hab. : 150 à 200 l/j/hab.
 - ◆ Ville de 20000 à 100000 hab. : 200 à 300 l/j/hab.
 - ◆ Ville de plus de 100000 hab. : 300 à 350 l/j/hab.

Pour le cas de notre projet, le calcul des besoins domestiques à l'état actuel se fera à la base d'une dotation de **150 l/j/h.**

- **Besoins des équipements publics :** Ils englobent les différents services suivants (Scolaires, Administratifs, Sanitaires, Culturels, et Services publics.....) et le choix de la dotation est varié selon la catégorie.
- **Besoins d'arrosages :** La dotation pour l'arrosage des jardins publics et des rues est fixée de 05 l/m² sur une durée de 04 heures.

Tableau II.2: Estimation des besoins en eau potables à l'état actuel (2011) pour les différentes catégories.

Catégories de Consommateurs	Type de Besoins	Equipements	Unité de base	Nombre	Dotation	Q _{mov. i}
					(l/j/unité)	(m ³ /j)
Domestique	Domestique		Hab.	14071	150	2110,65
	Scolaire	8 écoles primaires	élève	2012	10	20,12
2 C.E.M		élève	1049	10	10,49	
1 LYCEE		élève	1101	10	11,01	
01 C.F.P.A		stagiaire	400	30	12,00	
Equipements publics	Administratif	APC	employé	45	15	0,68
		Daïra	employé	28	15	0,42
		3 P.T.T	employé	35	15	0,53
		Sonelgaz	employé	13	15	0,20
		sub.hydraulique	employé	11	15	0,17
		S.T.P	employé	15	15	0,23
		S.U.C.H	employé	8	15	0,12
		Parc d'APC	employé	25	15	0,38
		Recette	employé	7	15	0,11
		C.N.A.S	employé	9	15	0,14
		O.P.G.I	employé	17	15	0,26
		pompier	unité	1	25000	25,00
		Police	Agent	90	40	3,60
		Palais de justice	employé	20	15	0,30
		Gendarmerie	personnes	50	150	7,50
		Arrosages	Sanitaires	Hôpital	lit	200
Socioculturels	1 Centre de santé		patient	40	20	2,40
	01 Polyclinique		patient	40	50	2,00
	Maison de jeune.		personnes	150	15	2,25
Socioculturels Commerciaux	02 Mosquée.		fideles	1666	20	33,32
	Complexe sportive		personnes	200	60	12,00
	stade communal		vestiaire	1	5000	5,00
	Hôtel		lit	25	150	3,75
Commerciaux	Cinéma		personnes	150	10	1,50
	Restaurant		repas	600	30	18,00
	Boulangerie		unité	8	400	3,80
	Boucherie		unité	56	50	2,80
	Douche publique		unité	15	5000	75,00
	Abattoir		unité	1	4500	4,50
	Station d'essence		unité	7	1000	7,00
	cafés	clients	600	10	6,00	
Rues		m ²	8000	5	40	
Jardins publics		m ²	5000	5	25,00	

(Source : A.P.C de Bir kasd ali)

Après une étude détaillée des différents besoins en eau, nous dressons un tableau récapitulatif des différentes catégories de consommations afin qu'on puisse calculer la consommation moyenne journalière.

Tableau II.3: Besoins en eau potables de la ville de Bir kasd à l’horizon actuel (2011)

Catégorie des besoins	Domestique	Administratif	Scolaires	Sanitaires	Commerciaux	Socio - culturels	Arrosage	Total
$Q_{moy,j}$ (m^3/j)	2110,65	39,60	53,62	64,40	116,50	124,50	65,00	2574,27

II.3.2 Consommation maximale journalière [1]

II.3. 2.1 Coefficient d’irrégularité maximum journalier (Kmax, 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 suivant :

$$K_{max j} = \frac{Q_{max j}}{Q_{moyj}} \tag{II.3}$$

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%.

Dans notre projet on prend : $K_{max, j}=1,2$ pour l’agglomération et $K_{max, j}=1,0$ pour l’arrosage.

II.3. 2.2 Coefficient d’irrégularité minimum journalier (Kmin, j)

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

$$K_{min} = \frac{Q_{min j}}{Q_{moyj}} \tag{II.4}$$

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

II.3.2 .3 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 :

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

- ☞ $Q_{\max, j}$: 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.

Le calcul de débit maximum journalier est représenté dans le tableau (II.5).

II.3.3 Détermination des consommations horaires [1]

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

II.3. 3.1 Débit moyen horaire

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante :

$$Q_{\text{moy}, h} = \frac{Q_{\max, j}}{24} \quad (m^3/h) \quad \text{(II.6)}$$

- ☞ $Q_{\text{moy}, h}$: débit moyen horaire en m^3/h ;
- ☞ $Q_{\max, j}$: débit maximum journalier en m^3/j .

II.3. 3.2 Détermination du débit maximum horaire

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

$$Q_{\max, h} = K_{\max, h} \times Q_{\text{moy}, h} \quad (m^3/h) \quad \text{(II.7)}$$

- ☞ $Q_{\text{moy}, h}$: Débit moyen horaire en m^3/h ;
- ☞ $K_{\max, h}$: Coefficient d'irrégularité maximale horaire. Ce coefficient représente l'augmentation de la consommation horaire pour la journée, il est déterminé par la formule suivante :

$$K_{\max, h} = \alpha_{\max} \times \beta_{\max} \quad \text{(II.8)}$$

- ☞ α_{\max} : Coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime du travail, varie de 1,2 à 1,5 et dépend du niveau de développement local. Pour notre cas on prend : $\alpha_{\max} = 1,30$
- ☞ β_{\max} : Coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population. Le tableau (II-4) donne sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Tableau II.4: β_{\max} en fonction du nombre d'habitants.

Habitant	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	50000	100000
β_{\max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,13	1,10

Puisque on a un nombre d'habitants égale à 14071 habitants alors : $\beta_{\max} = 1,2$

D'où la valeur de $K_{\max, h}$ sera : $K_{\max, h} = 1,3 \times 1,2 \Rightarrow K_{\max, h} = 1,56$

Le tableau présenté ci après nous donne la récapitulation de calcul des différents débits.

Tableau II.5: Résultats de calculs des différents débits.

Paramètres	$Q_{\text{moy}, j}$ (m^3/j)	$K_{\max, j}$	$Q_{\max, j}$ (m^3/j)	$Q_{\max, j, T}$ (m^3/j)	$Q_{\text{moy}, h}$ (m^3/h)	$K_{\max, h}$	$Q_{\max, h}$ (m^3/h)	$Q_{\max, h}$ (l/s)
Agglomération	2509,27	1,2	3011,12	3076,12	128,17	1,56	200	55,5
Arrosage	65	1	65					

II.3.4 Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant

La consommation en eau potable d'une agglomération subit de grande variation, elle dépend tout d'abord de la vocation et de l'étendue de l'agglomération et dans une même agglomération la consommation d'eau varie durant la journée, elle est faible à certaines heures et très importante à d'autres.

Dans la présente étude, pour la détermination du débit de pointe, on a opté pour la méthode donnant la variation horaire de la consommation totale dans divers centre d'agglomération en se basant sur le tableau (II.6) qui donne les variations horaires de la consommation totale dans divers centres d'agglomération.

Tableau II.6 : Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants

Heures (h)	Nombre d'habitants				
	Moins de 10000	10001 à 50000	50001 à 100000	Plus de 100000	Agglomération de type rurale
0-1	01	1.5	3.0	3.35	0.75
1-2	01	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	01	1.5	2.5	3.3	01
3-4	01	1.5	2.6	3.2	01
4-5	02	2.5	3.5	3.25	03
5-6	03	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	05	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.5	6.25	5.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	06
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	07	05	4.4	4.6	8.5
13-14	07	05	4.1	4.55	06
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	05
15-16	4.5	06	4.4	4.7	05
16-17	05	06	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	05	4.5	4.4	06
19-20	5.0	4.5	4.5	4.3	06
20-21	4.5	04	4.5	4.3	06
21-22	03	03	4.8	4.2	03
22-23	02	02	4.6	3.75	02
23-24	01	1.5	3.3	3.7	01

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

Pour notre cas on a choisi la répartition variant entre **10001 à 50000** hab. (puisque le nombre d'habitants à l'année **2011** est de **14071** hab.), la durée d'arrosage pendant la journée est prévue pour quatre (04) heures.

Tableau II.7 : Détermination du débit maximum horaire

Heures	Agglomérations		Arrosage		Qmax journalier		courbe intégrale
	%	Q (m ³ /h)	%	Q (l/s)	%	Qt (m ³ /h)	
0-1	1,5	45,1668			1,5	45,1668	1,5
1-2	1,5	45,1668			1,5	45,1668	3
2--3	1,5	45,1668			1,5	45,1668	4,5
3--4	1,5	45,1668			1,5	45,1668	6
4-5	2,5	75,278			2,5	75,278	8,5
5-6	3,5	105,3892			3,5	105,3892	12
6-7	4,5	135,5004			4,5	135,5004	16,5
7-8	5,5	165,6116			5,5	165,6116	22
8-9	6,25	188,195	25	16,25	6,25	204,445	28,25
9-10	6,25	188,195	25	16,25	6,25	204,445	34,5
10-11	6,25	188,195			6,25	188,195	40,75
11-12	6,25	188,195			6,25	188,195	47
12-13	5	150,556			5	150,556	52
13-14	5	150,556			5	150,556	57
14-15	5,5	165,6116			5,5	165,6116	62,5
15-16	6	180,6672			6	180,6672	68,5
16-17	6	180,6672	25	16,25	6	196,9172	74,5
17-19	5,5	165,6116	25	16,25	5,5	181,8616	80
18-19	5	150,556			5	150,556	85
19-20	4,5	135,5004			4,5	135,5004	89,5
20-21	4	120,4448			4	120,4448	93,5
21-22	3	90,3336			3	90,3336	96,5
22-23	2	60,2224			2	60,2224	98,5
23-24	1,5	45,1668			1,5	45,1668	100
Total	100	3011,12	100	65	100	3076,12	

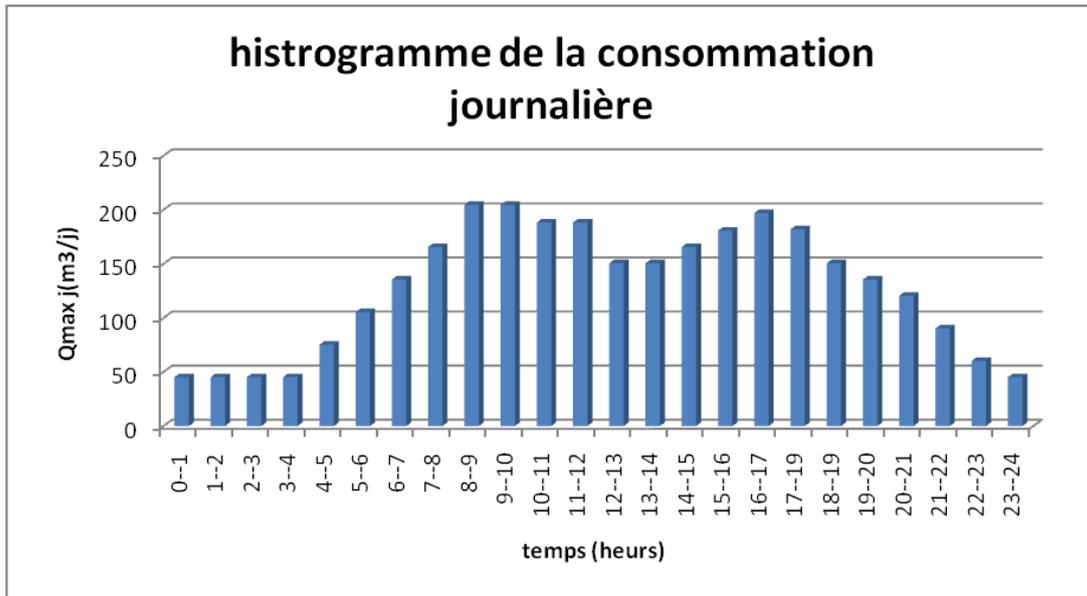


Figure II.2 : Histogramme de consommation journalière

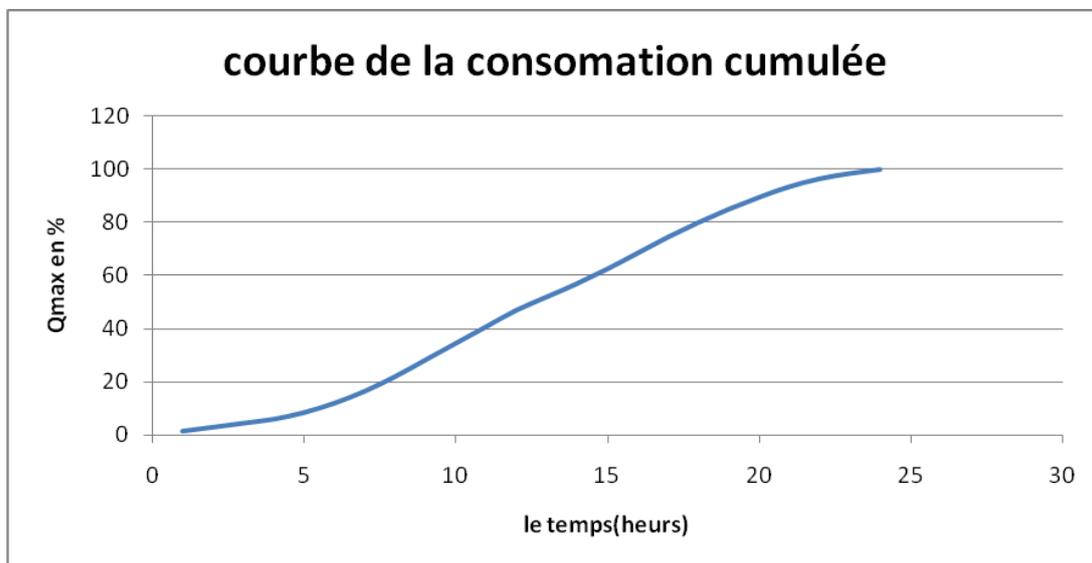


Figure II.3 : Graphique de consommation actuel (2011)

II.4 ESTIMATION DES BESOINS EN EAU POTABLE A L'HORIZON 2030

II.4.1 Calcul des besoins moyens journaliers

Pour répondre aux besoins de la population future, nous prévoyons la réalisation d'un programme d'équipement qui sera mis au point ultérieurement. En appliquant les mêmes formules pour le calcul des débits, nous aboutissons aux valeurs théoriques du tableau (II.6) qui donne une image de projection possible pour l'horizon (2030).

Tableau II.8 : Calcul du débit moyen des équipements projetés (2030).

Catégories de consommateurs	Besoins	Equipements	Unité de base	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Q _{moy.j} (m ³ /j)
Domestique	Domestique		Hab.	22495	200	4499
Equipements publics	Scolaires	02 écoles primaires	élève	1250	10	12,5
		02 C.E.M	élève	1300	10	13
		01 LYCEE	élève	800	10	08
		02 Crèches	enfant	200	10	02
		Annexe d'APC	employé	10	15	0.15
	Administratifs	Prison	prisonnier	400	180	72
		Trésor	employé	10	15	0.15
		B.N.A	employé	16	15	0.24
	Sanitaires	01 Centre de santé	patient	50	20	1.00
		Centre Psychopédagogique	patient	50	20	1.00
		01 Salle polyvalente	personne	200	20	4.00
	Socioculturels et sportifs	02 Mosquées.	fideles	1000	20	20
		02 Bibliothèques	lecteur	120	15	1.80
		SNTV	unité	01	10000	10
	Commerciaux	Centre commerciale	unité	01	1000	1.00
		Locaux commerciaux	unité	200	20	4.00

(Source : A.P.C de Bir kasd ali)

- Calcul des besoins de la zone d'extension

La zone d'extension est de 2262 habitants avec une dotation de 200 l/j/hab. Le tableau suivant montre le débit moyen des équipements de la zone d'extension.

Tableau II.9 : Calcul du débit moyen des équipements projetés (2030) dans la zone d'extension.

Catégories de Consommateurs	Besoins	Equipements	Unité de base	nombre	dotation (l/j/unité)	Q _{moy,j} (m ³ /j)
Domestique	Domestique		Hab.	2262	200	452,4
	Scolaires	01 école primaire+cantine	élève	400	10	4
		01 C.E.M	élève	300	10	3
Equipement surette daïra + logement de fonction			personne	50	50	2,5
Equipement siège daïra + logement de fonction + siège service technique			personne	100	50	5
Equipement tribunal + résidence de magistrat			personne	60	50	3
centre de loisir scientifique+ Bibliothèque + Auberge de jeunes+ sièges du centre impôt+ siège du trésorier			personne	200	50	10

Tableau II.10: Récapitulation des besoins en eau potables de la ville de Bir kasdali à l'horizon d'étude (2030).

Catégorie des besoins	Domestique	Administratif	Scolaires	Sanitaires	Commerciaux	Socio - culturels	Arrosage	Total
Q _{moy,j} (m ³ /j)	4951,4	122,5	96,27	70,4	121,5	166,3	65,00	5593,37

II.4.2 Détermination des débits de consommation

En appliquant les mêmes procédés et les mêmes formules présentées auparavant on a trouvé les résultats de calculs des débits présentés dans le tableau ci après avec :

✓ $Q_{\max,j} = K_{\max,j} \times Q_{\text{moy},j}$ (m³/j). ⇒ Le débit maximum journalier.

✓ $Q_{\text{moy},h} = \frac{Q_{\max,j}}{24}$ (m³/h). ⇒ Le débit moyen horaire.

✓ $Q_{\max,h} = K_{\max,h} \times Q_{\text{moy},h}$ (m³/h) ⇒ Le débit maximal horaire.

Tableau II.11: Résultats de calculs des différents débits pour l'horizon (2030).

Paramètres	Q _{moy,j} (m ³ /j)	K _{max,j}	Q _{max,j} (m ³ /j)	Q _{max,j,T} (m ³ /j)	Q _{moy,h} (m ³ /h)
Agglomération	5528,37	1,2	6634,04	6699,04	279,12
Arrosage	65	1	65		

II.4.3 Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d’habitant

Comme mentionné plus haut le nombre d’habitant de la ville de Bir kasdali de l’année 2030 sera 24757 habitants. D’après le tableau III.6 on a choisi pour notre cas la répartition **10001 à 50000** hab.

La durée d’arrosage pendant la journée est prévue pour quatre (04) heures. Avec deux heures le matin et deux heures le soir.

Tableau II.12: Variation des débits horaires pour l’horizon (2030)

heures	Agglomérations		Arrosage		Qmax journalier		courbe intégrale
	%	Q (m ³ /h)	%	Q (l/s)	%	Qt (m ³ /h)	
0-1	1,5	99,51			1,5	99,51	1,5
1-2	1,5	99,51			1,5	99,51	3
2-3	1,5	99,51			1,5	99,51	4,5
3-4	1,5	99,51			1,5	99,51	6
4-5	2,5	165,85			2,5	165,85	8,5
5-6	3,5	232,19			3,5	232,19	12
6-7	4,5	298,53			4,5	298,53	16,5
7-8	5,5	364,87			5,5	364,87	22
8-9	6,25	414,625	25	16,25	6,25	430,875	28,25
9-10	6,25	414,625	25	16,25	6,25	430,875	34,5
10-11	6,25	414,625			6,25	414,625	40,75
11-12	6,25	414,625			6,25	414,625	47
12-13	5	331,7			5	331,7	52
13-14	5	331,7			5	331,7	57
14-15	5,5	364,87			5,5	364,87	62,5
15-16	6	398,04			6	398,04	68,5
16-17	6	398,04	25	16,25	6	414,29	74,5
17-19	5,5	364,87	25	16,25	5,5	381,12	80
18-19	5	331,7			5	331,7	85
19-20	4,5	298,53			4,5	298,53	89,5
20-21	4	265,36			4	265,36	93,5
21-22	3	199,02			3	199,02	96,5
22-23	2	132,68			2	132,68	98,5
23-24	1,5	99,51			1,5	99,51	100
Total	100	6634	100	65	100	6699,04	/

Les résultats trouvés nous permettons de tracer les graphiques de la consommation totale et de la courbe intégrale (voir Fig. II.4 et II.5).

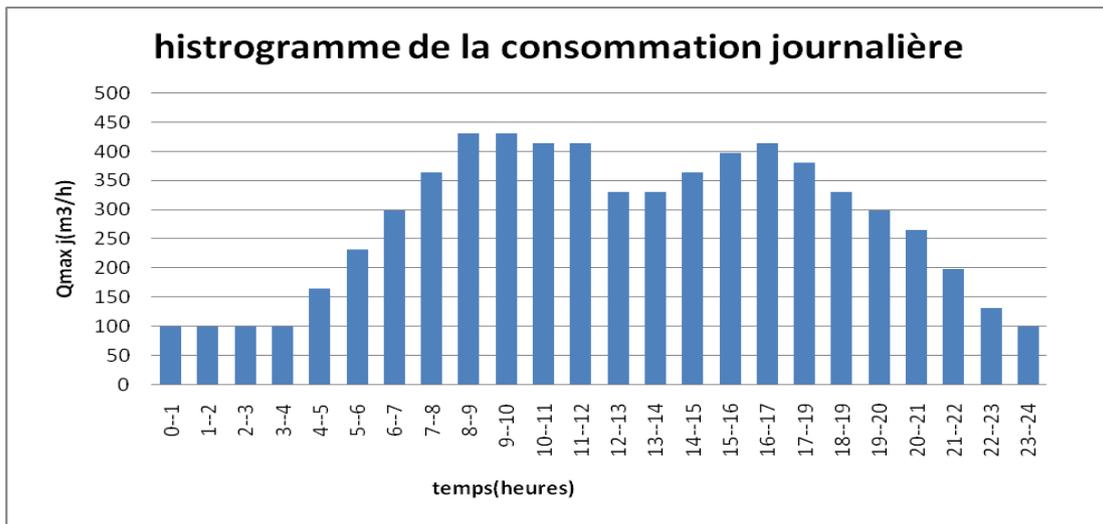


Figure II.4 Histogramme de consommation pour l’horizon 2035

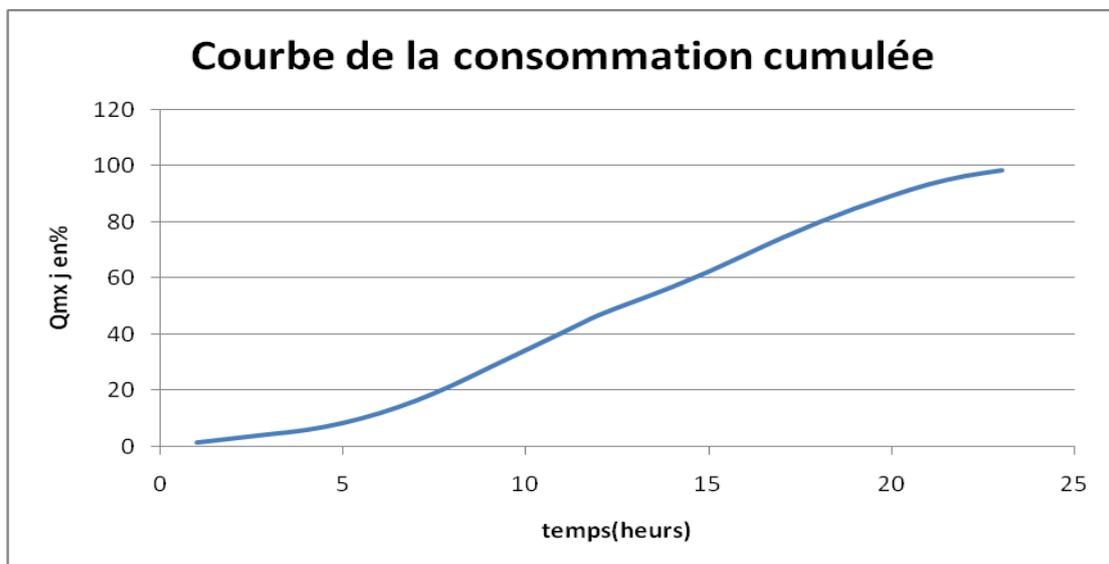


Figure II.5 : Graphique de consommation pour l’horizon 2030

A partir du tableau et de graphique de consommation on a trouvé que la période de pointe est entre 08h et 09h avec un débit horaire de pointe égale à :

$$Q_{\max, h} = 430,87 \text{ m}^3/\text{h} = 120 \text{ l/s}$$

II.5 CONCLUSION

Nous avons remarqué que la population de Bir kasdali a pratiquement doublé à l’horizon d’étude ainsi que la consommation maximale journalière. Il est donc nécessaire de vérifier à ce que nos sources vont satisfaire la demande de notre agglomération dans le temps. Nous allons déterminer dans le chapitre qui suit la capacité de stockage de la commune et diagnostiquer les réservoirs existants.

III.1 INTRODUCTION

Le réservoir est un ouvrage de stockage régulateur de débit qui permet d'adapter la production à la consommation.

La commune de Bir kasdali va prendre en charge un développement futur, donc le but de ce chapitre est de déterminer le volume de stockage nécessaire actuellement et à l'horizon de telle façon a assuré le meilleur fonctionnement du réseau.

III.2 FONCTIONS DES RESERVOIRS**III.2.1 Fonctions techniques des réservoirs**

Les différentes fonctions d'un réservoir partant surtout sur la :

- ✓ Régularisation de l'apport de la consommation d'eau pour permettre aux pompes un refoulement constant pour assurer la :
- ✓ Sécurité d'approvisionnement.
- ✓ Régulation de la pression.
- ✓ Simplification de l'exploitation.

Ils doivent être :

- ✓ Etanches.
- ✓ Construits avec des matériaux qui ne soit pas susceptibles d'altérer l'eau.
- ✓ Bien protéger contre toute contamination d'eau susceptible.
- ✓ Etablir de façon à préserver l'eau contre les variations de la température.

III.2.2 Fonctions économiques

Les Réservoirs existants sont tous des réservoirs de tête, donc il y a réduction des dépenses d'énergie.

III.3 CLASSIFICATION DES RESERVOIRS

Parmi les classifications des réservoirs nous distinguons les cuves :

- ✓ Enterrés.
- ✓ Semi enterres.
- ✓ Surélevés.

D'après leurs formes, ils peuvent être :

- ✓ Circulaires.
- ✓ Carrés.

D'après la topographie de notre agglomération tous les réservoirs existants sont de type semi-enterré.

III.4 EMPLACEMENT DES RESERVOIRS

L'emplacement des réservoirs pose souvent un problème topographique. Aussi, on doit toujours tenir compte des considérations suivantes :

- ✓ Pour des raisons d'économie, il est préférable que le remplissage de tout les réservoirs se fasse par refoulement a partir d'un champ de captage vers la station de pompage de Bir kasdali en passant par la station de reprise d'Ain Bidha vers un réservoir de 1000m³.
- ✓ l'alimentation du réseau de distribution doit se faire par gravité.
- ✓ lorsque plusieurs réservoirs sont nécessaires, on doit les implanter de préférence soit en extrémité du réseau, soit à proximité du centre important de consommation.
- ✓ la côte du radier doit être supérieure à la plus haute cote piézométrique exigée dans le réseau ; afin de satisfaire les abonnés en pressions suffisantes.

III.5 DETERMINATION DU VOLUME DES RESERVOIRS

La capacité du réservoir doit être estimée en tenant compte de l'apport et de la distribution; 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 des réservoirs est calculée pour satisfaire les variations journalières du débit de consommation en prenant en considération bien entendu du jour de la plus forte consommation et de la réserve d'eau destinée à l'incendie.

Deux méthodes peuvent appliquées pour déterminé le volume des réservoirs :

- Méthode analytique.
- Méthode graphique.

III.5.1 Méthode analytique [1]

La méthode analytique consiste à calculer pour chaque heure de la journée, le résidu dans le réservoir afin de déterminer son volume qui sera donné par la formule III-1 :

$$V_r = \frac{a * Q_{max,j}}{100} \quad (m^3) \tag{III-1}$$

- V_r** : capacité de régularité du réservoir (m³) ;
- a** : fraction horaire du débit maximum journalier (%) ;
- Q_{max j}** : La consommation maximale journalière (m³/j).

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

$$V_t = V_r + V_{inc} \quad (m^3) \tag{III-2}$$

- V_t** : capacité totale du réservoir (m³) ;
- V_{inc}** : volume d'incendie estimé à 120 m³.

III.5.2 Méthode graphique [1]

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

$$R_{max} = |V|^+ |V| \quad (%) \tag{III-3}$$

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

$$V_r = \frac{R_{max} * Q_{max,j}}{100} \quad (m^3) \tag{III-4}$$

Dont le volume total sera :

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

III.6 DETERMINATION DE LA CAPACITE DU STOCKAGE

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

Pour estimer la capacité d’un réservoir, on a utilisé la méthode analytique.

Tableau III.1: Détermination de la capacité du stockage à l’état actuel

Heures	Consommation de l'eau en %	Refoulement de l'eau en %	Arrivée d'eau au réservoir	Départ d'eau du réservoir	Reste d'eau dans le réservoir
1-2	1,5	4,17	2,67		8,77
2-3	1,5	4,17	2,67		11,44
3-4	1,5	4,17	2,67		14,11
3-4	1,5	4,17	2,67		16,78
4-5	2,5	4,17	1,67		18,45
5-6	3,5	4,17	0,67		19,12
6-7	4,5	4,17		0,33	18,79
7-8	5,5	4,17		1,33	17,46
8-9	6,25	4,17		2,08	15,38
9-10	6,25	4,17		2,08	13,3
10-11	6,25	4,17		2,08	11,22
11-12	6,25	4,17		2,08	9,14
12-13	5	4,17		0,83	8,31
13-14	5	4,17		0,83	7,48
14-15	5,5	4,17		1,33	6,15
15-16	6	4,17		1,83	4,32
16-17	6	4,17		1,83	2,49
17-19	5,5	4,17		1,33	1,16
18-19	5	4,17		0,83	0,33
19-20	4,5	4,17		0,33	0
20-21	4	4,15	0,15		0,15
21-22	3	4,15	1,15		1,3
22-23	2	4,15	2,15		3,45
23-24	1,5	4,15	2,65		6,1
Totaux	100	100	19,12	19,12	

Tableau III.2: Résultat du calcul du volume total du stockage à l'état actuel (2010).

Paramètres	$Q_{\max, j}$ (m ³ /j)	a (%)	Vu (m ³)	V _{inc} (m ³)	Vt (m ³)
Résultats	3076,12	19,12	588,15	2*120	828,15

Après la normalisation du volume totale du réservoir on a trouvé que la capacité du stockage nécessaire actuellement est de 850 m³.

Tableau III.3: Détermination de la capacité du réservoir à l'horizon(2030)

Heures	Consommation de l'eau en %	Refolement de l'eau en %	Arrivée d'eau au réservoir	Départ d'eau du réservoir	Reste d'eau dans le réservoir
1-2	1,5	4,17	2,67		8,77
2-3	1,5	4,17	2,67		11,44
3-4	1,5	4,17	2,67		14,11
3-4	1,5	4,17	2,67		16,78
4-5	2,5	4,17	1,67		18,45
5-6	3,5	4,17	0,67		19,12
6-7	4,5	4,17		0,33	18,79
7-8	5,5	4,17		1,33	17,46
8-9	6,25	4,17		2,08	15,38
9-10	6,25	4,17		2,08	13,3
10-11	6,25	4,17		2,08	11,22
11-12	6,25	4,17		2,08	9,14
12-13	5	4,17		0,83	8,31
13-14	5	4,17		0,83	7,48
14-15	5,5	4,17		1,33	6,15
15-16	6	4,17		1,83	4,32
16-17	6	4,17		1,83	2,49
17-19	5,5	4,17		1,33	1,16
18-19	5	4,17		0,83	0,33
19-20	4,5	4,17		0,33	0
20-21	4	4,15	0,15		0,15
21-22	3	4,15	1,15		1,3
22-23	2	4,15	2,15		3,45
23-24	1,5	4,15	2,65		6,1
Totaux	100	100	19,12	19,12	

Tableau III.4: Calcul du volume total du stockage à l'horizon (2030).

Paramètres	$Q_{\max, j}$ (m ³ /j)	a (%)	Vu (m ³)	V _{inc} (m ³)	Vt (m ³)
Résultats	6699,04	19,12	1280,86	2*120	1520,86

Après la normalisation du volume totale du réservoir on a trouvé que la capacité du stockage nécessaire à l'horizon 2030est de 1550m³.

III.7 BILAN DU STOCKAGE

On a établi un bilan entre la capacité du stockage en eau potable disponible dans la ville de Bir kasd ali et celle du stockage nécessaire à court terme et à long terme, comme montre le tableau suivant :

Tableau III.5: Bilan du stockage.

Année	Stockage nécessaire (m3)	Stockage disponible (m3)	Déficit (m3)	Surplus (m3)
2011	850	1250	-	400
2030	1550		300	-

On a trouvé que la capacité existante est insuffisante pour satisfaire les besoins de notre agglomération à long terme, donc il faut projeter un réservoir de capacité 300m³.

III.8 DIMENSIONNEMENT DE RESERVOIR (DIAMETRE, HAUTEUR ET SURFACE)

Forme des réservoirs :

On opte pour la forme circulaire puisque le volume est inférieur à 10000 m3. La hauteur de l'eau dans la cuve est comprise entre 3 et 6 m en moyenne, toutefois, les réservoirs de grande capacité des agglomérations importante peuvent présenter des hauteurs d'eau comprise entre 7 et 10 m.

- **Diamètre D de la cuve**

On calcule le diamètre de la cuve moyennant la formule

$$S = \frac{V_n}{h} \Rightarrow \frac{\pi * D^2}{4} = \frac{V_n}{h} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 * V_n}{\pi * h}} \tag{III-5}$$

V_n : Capacité normalisée du réservoir (m³) ;

S : Section du réservoir (m²) ;

D : Diamètre de la cuve (m) ;

h : Hauteur utile optimale d'eau (m), 3 < h < 6 m.

Donc la hauteur que nous avons optés est :

$$h=4m.$$

- **Réévaluation de la hauteur d'eau h**

On calcule le diamètre de la cuve moyennant la formule

$$AN: h = \frac{4 * V}{\pi * D_n^2} \tag{III-6}$$

- **Section de la cuve**

On calcule la section de la cuve moyennant la formule

$$AN: S = \frac{V}{h} \tag{III-7}$$

- **Hauteur totale H du réservoir**

On calcule la hauteur du réservoir moyennant la formule

$$H = h + R \tag{III-8}$$

Avec :

H : Hauteur totale du réservoir (m) ;

h: Hauteur d'eau (m) ;

R : Revanche (m).

- **La hauteur de la réserve d'incendie**

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

$$AN : h_{inc} = \frac{V_{inc}}{S} \tag{III-9}$$

Les dimensions de réservoir terminal sont portées dans le tableau III-6 :

Tableau III.6: Tableau donnant les dimensions de réservoir projeté

Type	Volume en (m ³)	D (m)	S (m ²)	h (m)	h _{inc}	R (m)
projeté	300	9	63,59	4	1,89	0,35

III.9 COMPARAISON ENTRE LES RESSOURCES ET LES BESOINS

Dans le but de connaître si le débit fourni par les forages existants satisfait les besoins calculés ou non, il faut comparer entre les besoins et le débit disponible, et voir est ce qu'il y a un excès ou bien un déficit du débit. Comme nous avons déjà dit (dans le chapitre N°I), la ville de Bir kasd ali dispose de deux (2) forages donnant un débit actuel total de **24 l/s** et 2 forages non équipés, qui ont fournis un débit de 13 l/s, on suppose comme hypothèse que le débit des ressources reste constant à l'horizon 2030 et on fait la comparaison présentée dans le tableau II-7.

Tableau III-7: Bilan Ressources – Besoins.

Horizon	Besoins journaliers de pointe (m ³ /j)	capacité des ressources (m ³ /j)	Déficit (m ³ /j)	Surplus (m ³ /j)
2011	3076,12	3196,8	-	120,68
2030	6699,04		3502,24	-

Donc les besoins sont suffisante actuel, mais a l'horizon il y'a un déficit de 40l/s.

III.10 LES EQUIPEMENTS DU RESERVOIR [1]

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

III.10.1 Conduite d'arrivée ou d'alimentation

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

III.10.1.1 Par sur verse

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

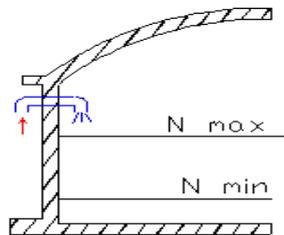


Figure III.1: Arrivée par sur verse
(Chute libre)

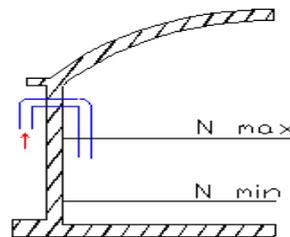


Figure III.2: Arrivée par sur verse
(Noyée)

III.10.1.2 Par dessous

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

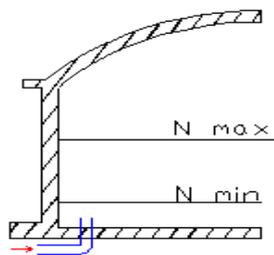


Figure III.3: Arrivée par dessous
(Par le fond)

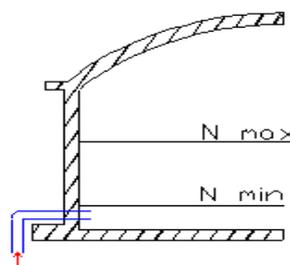


Figure III.4: Arrivée par dessous
(Par le bas)

III.10.2 Conduite de départ ou de distribution

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

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

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

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

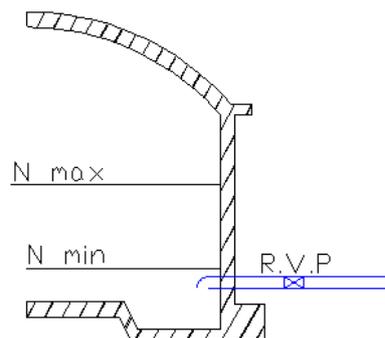


Figure III.5: Conduite de départ

III.10.3 Conduite de trop-plein

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

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

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

III.10. 4 Conduite de vidange

La conduite de vidange placée au point bas du réservoir permet une décharge complète vers l'égout pour permettre l'inspection et le nettoyage du réservoir, ainsi que d'éventuelles réparations. Elle part du point bas du réservoir et se raccorde sur la canalisation de trop-plein. Elle comporte un robinet vanne qui doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter le dépôt de sable (difficulté de manœuvre). Un dispositif de clapet de nez doit être installé sur les canalisations de trop-plein et de vidange afin de protéger le réservoir d'éventuelle contamination. Des détecteurs de niveau peuvent être installés dans le réservoir

pour signaler les niveaux critiques, le niveau de débordement et le niveau bas notamment pour la protection des pompes.

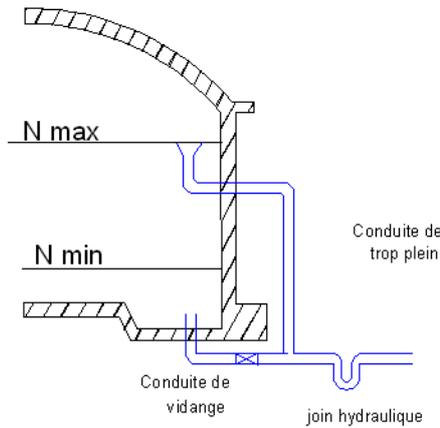


Figure III.6 : Conduite de vidange et de trop plein_

III.10.5 Conduite by-pass

En cas d'indisponibilité de nettoyage ou réparation si le réservoir n'est pas compartimenté il est bon de prévoir une communication entre les deux conduites (adduction et distribution).

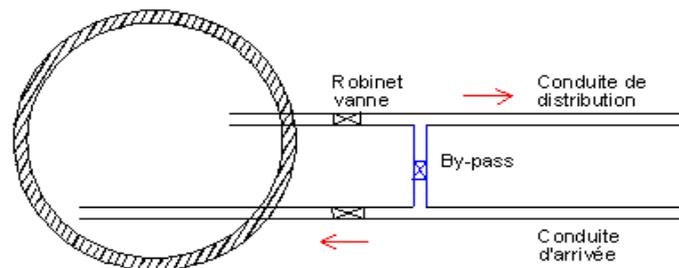


Figure III.7: Conduite by-pass

III.10.6 Matérialisation de la réserve d'incendie

Quand la surveillance du plan d'eau dans le réservoir ne peut être assurée par du personnel à demeure, ce qui est le cas pour les installations automatiques, il importe que des dispositions soient prises en vue d'éviter dans le cas d'un soutirage intensif que la réserve d'incendie ne puisse passer dans la distribution. Nous distinguons deux types de systèmes : le système à deux prises et le système à siphon.

Dans le système à deux prises on remarque une tranche d'eau morte qui ne se renouvelle pas contrairement au système à siphon qui se désamorce grâce à un évent ouvert à l'air libre et la réserve ne serait pas entamée en cas de sinistre.

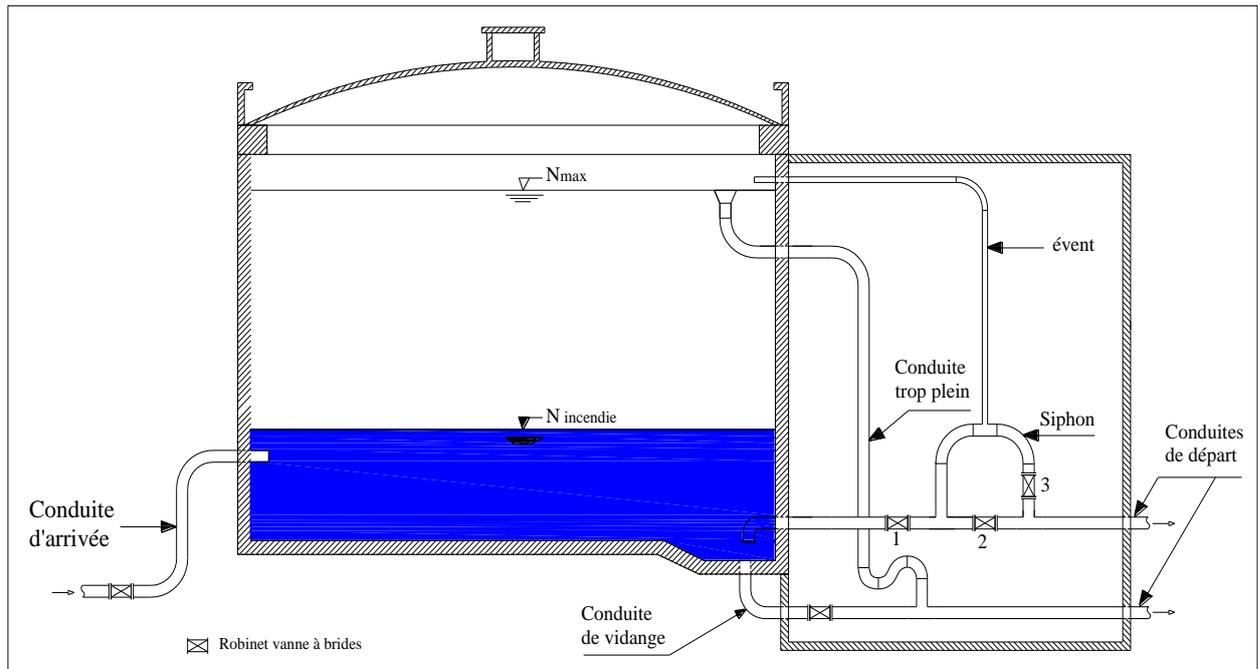


Figure III.8: Système de matérialisation de la réserve d'incendie.

III.10. 7 Système automatisé

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

III.11. TRAVERSEE DES CONDUITES DANS LES PAROIS DE LA CUVE

Pour assurer l'étanchéité du réservoir au niveau des traversées des conduites dans le voile ou le radier de la cuve, deux cas sont possibles :

➤ **1^{er} cas :** La traversée peut être faite avec un manchon à bout lisse raccordé à la conduite extérieure au moyen d'un joint de type Gibault, en cas de tassement différentiel, le mouvement n'est pas transmis au manchon. Dans ce cas l'étanchéité est assurée par un produit bitumineux reposant sur une bague de forme de "U" (figure N° III.9).

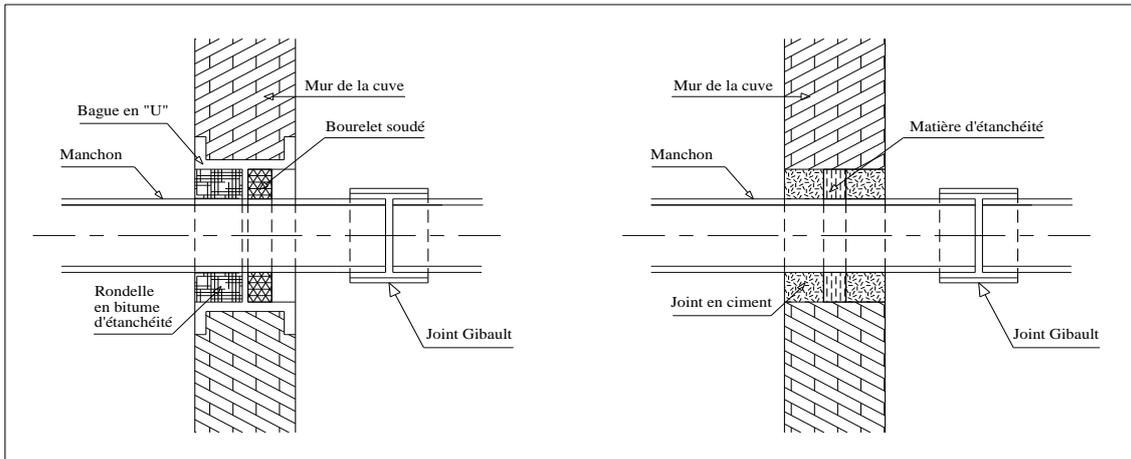


Figure III.9 : Traversée des conduites (manchon à bout lisse)

- **2^{ème} cas :** La traversée peut être réalisée également par des gaines en fonte comportant des cannelures. La gaine comporte un rétrécissement où vient s'insérer la rondelle en caoutchouc d'étanchéité, celle-ci est coincée grâce à un écrou vissé ou clavette.

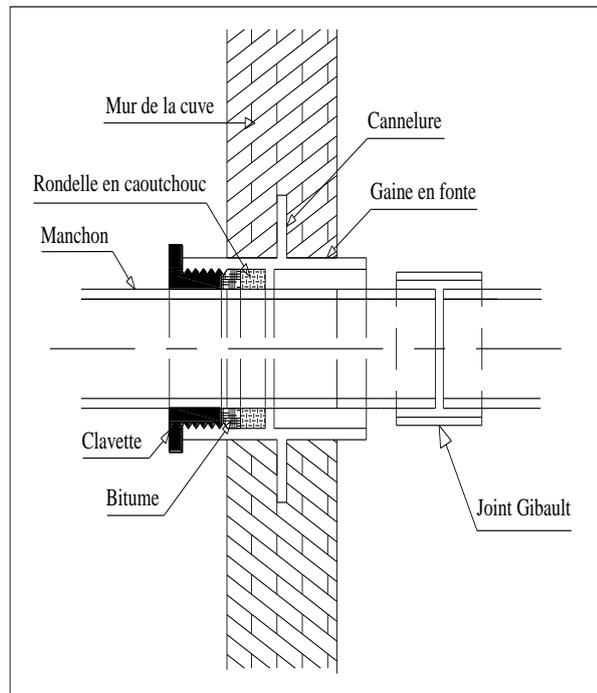


Figure III.10 : Traversée des conduites (Gaine en fonte)

III.12. Les joints d'étanchéité

Il faudra veiller aux traversées des conduites dans le béton de la cuve (les parois ou le radier). A cet effet, un barrage devra être effectué à l'aide d'un produit plastique recouvert de mortier de ciment.

III.13. HYGIENE ET SECURITE [2]

Pour des raisons d'hygiène et de sécurité, les trois réservoirs sont :

- couverts pour les protéger contre les variations de températures et l'introduction de corps étrangers.
- éclairés par des ouvertures munies de plaque de verre.
- étanches et ne recevront aucun enduit susceptible d'altérer l'eau.
- doivent être aérés par des ouvertures grillées.

III.14 CONCLUSION

A partir de ce présent chapitre on a constaté que les forages existants sont suffisants à court terme et insuffisant à long terme, donc il y aura lieu la réalisation d'autres forages qui nécessitent une étude hydrogéologique approfondie pour pallier les manques d'eau. Les ouvrages de stockage de l'eau existants sont suffisants actuellement mais à l'horizon 2030 ne sont pas suffisant. A cet effet il faut réaliser un autre réservoir de capacité 300m³.

IV.1 INTRODUCTION

Dans ce chapitre, nous allons procéder à une simulation hydraulique du réseau de distribution avec le logiciel **WATERCAD**, en vue de l'étudier. C'est-à-dire : déterminer les vitesses et les pressions dans le réseau à l'état actuel. Pour le calcul des dimensions du réseau, il convient de se repérer aux hypothèses les plus défavorables. Les canalisations doivent être dimensionnées à partir du débit de pointe et d'incendie avec une pression de service suffisante, pour les habitations élevées (bâtiments, etc...). Avant de lancer cette simulation, nous allons tout d'abord déterminer les débits aux nœuds et les débits routes pour chaque tronçon.

IV.2 DESCRIPTION DU LOGICIEL WATER CAD

Water CAD® est un logiciel de modélisation hydraulique qui détermine la qualité de l'eau pour les systèmes de distribution d'eau potable, développé par Haestad Methods. Il intègre des outils avancés de modélisation, d'optimisation et de gestion parfaite du réseau. Il aide les ingénieurs et les services publics 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, l'analyse de la concentration des constituants et la gestion de la consommation d'énergie et des coûts d'infrastructure.

IV.2.1 Fonction et application

Le modèle Water CAD® a pour objectif une compréhension de l'écoulement et de l'usage de l'eau dans les systèmes de distribution. Il peut être utilisé pour différents types d'application dans l'analyse des systèmes de distribution et de la recherche des stratégies alternatives pour gérer le réseau, comme :

- L'utilisation en alternance des différentes ressources du système.
- Modifier le régime de pompage ou de marnage des réservoirs.
- Préciser l'usage des stations de re-chloration (ou autres retraitements) en réseau.
- Planifier l'entretien et le remplacement de certaines canalisations
- Analyses de qualité de l'eau et Sécurité du système.

IV.3 CALCUL HYDRAULIQUE DU RESEAU EXISTANT

Le système d'AEP existant dans la ville de Bir kasdali est le système de distribution avec des réservoirs de tête, donc la simulation de fonctionnement du réseau de distribution se fera pour les cas les plus usuels qui sont (le cas de pointe et pointe plus incendie).

IV.3.1 Détermination des débits (routes et nœuds)

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

- On détermine la longueur de chaque tronçon du réseau maillé.
- On calcul le débit en route pendant l’heure de pointe.
- On détermine le débit spécifique en considérant le débit en route.

*Donc la simulation de fonctionnement du réseau de distribution considère les deux cas de fonctionnement les plus usuels, à savoir :

- Cas de fonctionnement en débit de pointe (Qp).
- Cas de fonctionnement en débit de pointe plus incendie (Qp+Qinc).

IV. 3.1.1 Cas de pointe

- Débit spécifique

Il est défini comme étant le rapport entre le débit de pointe et la somme des longueurs des tronçons du réseau, on suppose que les besoins domestiques sont uniformément répartis sur toute la longueur du réseau.

La formule de calcul du débit spécifique est donnée comme suit :

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

- ✓ Q_{pte} : Débit de pointe, il est égal à 58 l/s ;
- ✓ Q_{sp} : Débit spécifique (l/s/m) ;
- ✓ Σ L_i : Somme des longueurs des tronçons véhiculant un débit en route ; Avec Σ L_i = 11190,53m.

- Débit en route

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

$$Q_r = Q_{sp} \times l_i \quad [L/S] \quad (IV-2)$$

- ✓ Q_r: Débit en route dans le tronçon i (l/s) ;
- ✓ Q_{sp} : Débit spécifique (l/s/m) ;
- ✓ L_i : Longueur du tronçon (m).

- débits aux nœuds

Les débits nœuds sont des débits concentrés en chaque nœud alimentant la population répartie autour de la moitié du tronçon de la conduite ayant en commun les nœuds considérés, ils sont déterminés par la formule suivante :

$$Q_{ni} = 0.5 \times \sum Q_r + \sum Q_{conc} \quad [L/S] \quad (IV-3)$$

- ✓ Q_{ni} : Débit au nœud i (l/s) ;
- ✓ Σ Q_{ri-k}: La somme des débits en route des tronçons reliés au nœud i (l/s) ;
- ✓ Σ Q_{conc}: La somme des débits concentrés au nœud i (l/s).

➤ **Remarque**

On note que la somme des débits concentrés aux différents nœuds du réseau de distribution est nulle ($\Sigma Q_{conc}=0$).

Les résultats du calcul des débits aux nœuds en cas de pointe du réseau de distribution de sont donnés dans le tableau IV-1.

Tableau IV.1 : Calcul des débits nodaux (cas de pointe).

N° de nœud	Conduite	Début	Fin	Longueur	Qsp	Qroute	ΣQ_{route}	Qni																																																																																																																																																																																														
				m	l/s	l/s	l/s	l/s																																																																																																																																																																																														
J-2	p-78	J-2	J-3	152,85	0,005	0,76	0,97	0,48																																																																																																																																																																																														
	P-58	J-2	J-56	40,41		0,20			J-3	P-78	J-2	J-3	152,85	0,76	3,17	1,59	P-74	J-3	J-76	187,85	0,94	P-77	J-3	J-78	294,28	1,47	J-4	P-3	J-4	J-6	82,36	0,41	0,68	0,34	P-2	J-4	J-5	53,33	0,27	J-5	P-4	J-5	J-7	82,23	0,41	1,00	0,50	P-5	J-5	J-8	36,05	0,18	P-2	J-4	J-6	82,36	0,41	J-6	P-6	J-6	J-7	53,14	0,27	1,31	0,66	P-7	J-6	J-9	127,33	0,64	P-3	J-4	J-6	82,23	0,41	J-7	P-6	J-6	J-7	53,14	0,27	1,09	0,54	P-9	J-7	J-11	124,9	0,62	P-8	J-7	J-10	39,56	0,20	J-8	P-5	J-5	J-8	36,05	0,18	0,34	0,17	P-10	J-8	J-12	31	0,16	J-9	P-7	J-6	J-9	127,33	0,64	0,67	0,34	P-11	J-9	J-13	7,61	0,04	J-10	P-8	J-7	J-10	39,56	0,20	1,28	0,64	P-12	J-10	J-12	50,61	0,25	P-14	J-10	J-15	124,41	0,62	P-13	J-10	J-14	41,56	0,21	J-11	P-9	J-7	J-11	124,9	0,62	2,03	1,01	P-15	J-13	J-11	48,84	0,24	P-16	J-11	J-16	33,95	0,17	P-17	J-11	J-17	198,01	0,99	J-12	P-10	J-8	J-12	31	0,16	0,92	0,46	P-12	J-12	J-10	50,61	0,25	P-18	J-12	J-18	102,47	0,51	J-13	P-11	J-9	J-13	7,61	0,04	1,27	0,64	P-19	J-13	J-19	197,95	0,99	P-15	J-13
J-3	P-78	J-2	J-3	152,85		0,76	3,17	1,59																																																																																																																																																																																														
	P-74	J-3	J-76	187,85		0,94																																																																																																																																																																																																
	P-77	J-3	J-78	294,28		1,47																																																																																																																																																																																																
J-4	P-3	J-4	J-6	82,36		0,41	0,68	0,34																																																																																																																																																																																														
	P-2	J-4	J-5	53,33		0,27																																																																																																																																																																																																
J-5	P-4	J-5	J-7	82,23		0,41	1,00	0,50																																																																																																																																																																																														
	P-5	J-5	J-8	36,05		0,18																																																																																																																																																																																																
	P-2	J-4	J-6	82,36		0,41																																																																																																																																																																																																
J-6	P-6	J-6	J-7	53,14		0,27	1,31	0,66																																																																																																																																																																																														
	P-7	J-6	J-9	127,33		0,64																																																																																																																																																																																																
	P-3	J-4	J-6	82,23		0,41																																																																																																																																																																																																
J-7	P-6	J-6	J-7	53,14		0,27	1,09	0,54																																																																																																																																																																																														
	P-9	J-7	J-11	124,9		0,62																																																																																																																																																																																																
	P-8	J-7	J-10	39,56		0,20																																																																																																																																																																																																
J-8	P-5	J-5	J-8	36,05		0,18	0,34	0,17																																																																																																																																																																																														
	P-10	J-8	J-12	31		0,16																																																																																																																																																																																																
J-9	P-7	J-6	J-9	127,33		0,64	0,67	0,34																																																																																																																																																																																														
	P-11	J-9	J-13	7,61		0,04																																																																																																																																																																																																
J-10	P-8	J-7	J-10	39,56	0,20	1,28	0,64																																																																																																																																																																																															
	P-12	J-10	J-12	50,61	0,25																																																																																																																																																																																																	
	P-14	J-10	J-15	124,41	0,62																																																																																																																																																																																																	
	P-13	J-10	J-14	41,56	0,21																																																																																																																																																																																																	
J-11	P-9	J-7	J-11	124,9	0,62	2,03	1,01																																																																																																																																																																																															
	P-15	J-13	J-11	48,84	0,24																																																																																																																																																																																																	
	P-16	J-11	J-16	33,95	0,17																																																																																																																																																																																																	
	P-17	J-11	J-17	198,01	0,99																																																																																																																																																																																																	
J-12	P-10	J-8	J-12	31	0,16	0,92	0,46																																																																																																																																																																																															
	P-12	J-12	J-10	50,61	0,25																																																																																																																																																																																																	
	P-18	J-12	J-18	102,47	0,51																																																																																																																																																																																																	
J-13	P-11	J-9	J-13	7,61	0,04	1,27	0,64																																																																																																																																																																																															
	P-19	J-13	J-19	197,95	0,99																																																																																																																																																																																																	
	P-15	J-13	J-11	48,84	0,24																																																																																																																																																																																																	

Tableau IV.1 : Calcul des débits nodaux (cas de pointe) (suite)

N° de nœud	Conduite	Début	Fin	Longueur	Qsp	Qroute	$\sum Q_{route}$	Qni
				m	l/s	l/s	l/s	l/s
J-14	P-13	J-10	J-14	41,56	0,005	0,21	1,13	0,57
	P-20	J-14	J-20	124,48		0,62		
	P-21	J-14	J-21	60,29		0,30		
J-15	P-14	J-10	J-15	124,41		0,62	0,87	0,43
	P-22	J-15	J-20	44,97		0,22		
	P-101	J-16	J-15	4,43		0,02		
J-16	P-16	J-11	J-16	33,95		0,17	1,18	0,59
	P-101	J-16	J-15	4,43		0,02		
	P-23	J-16	J-22	198,6		0,99		
J-17	p-24	J-17	J-22	31		0,16	1,38	0,69
	P-25	J-19	J-17	46,08		0,23		
	P-17	J-11	J-17	198,01		0,99		
J-18	P-27	J-18	J-23	97,97		0,49	1,24	0,62
	P-18	J-12	J-18	102,47		0,51		
	P-26	J-18	J-21	47,82		0,24		
J-19	P-19	J-18	J-23	197,95		0,99	1,22	0,61
	P-25	J-19	J-17	46,08		0,23		
J-20	P-20	J-14	J-20	124,48		0,62	0,85	0,42
	P-22	J-15	J-20	44,97		0,22		
J-21	P-110	J-21	J-67	150,03		0,75	1,78	0,89
	P-26	J-18	J-21	47,82		0,24		
	P-21	J-14	J-21	60,29		0,30		
	P-29	J-21	J-24	98,27		0,49		
J-22	P-23	J-16	J-22	198,6		0,99	1,15	0,57
	P-24	J-17	J-22	31		0,16		
J-23	P-27	J-18	J-23	97,97	0,49	0,72	0,36	
	P-28	J-23	J-24	46,67	0,23			
J-24	P-28	J-23	J-24	46,67	0,23	0,72	0,36	
	P-29	J-21	J-24	98,27	0,49			
J-25	P-31	J-25	J-26	28,54	0,14	1,59	0,79	
	P-88	J-27	J-25	289,33	1,45			
J-26	P-73	J-42	J-26	630,65	3,15	3,30	1,65	
	P-31	J-26	J-27	28,54	0,14			

Tableau IV.1 : Calcul des débits nodaux (cas de pointe) (suite).

N° de nœud	Conduite	Début	Fin	Longueur	Qsp	Qroute	$\sum Q_{route}$	Qni																																																																																																																																																																																	
				m	l/s	l/s	l/s	l/s																																																																																																																																																																																	
J-27	P-32	J-28	J-27	45,76	0,005	0,23	1,68	0,84																																																																																																																																																																																	
	P-88	J-25	J-27	289,33		1,45			J-28	P-34	J-28	J-29	95,32	0,48	1,00	0,50	P-35	J-28	J-30	59,7	0,30	P-32	J-28	J-27	45,76	0,23	J-29	P-37	J-29	J-32	93,05	0,47	1,26	0,63	P-36	J-29	J-31	62,65	0,31	P-34	J-28	J-29	95,32	0,48	J-30	P-38	J-30	J-31	54,84	0,27	2,21	1,10	P-109	J-30	J-35	228,85	1,14	P-96	J-78	J-30	95,32	0,48	P-35	J-30	J-28	62,65	0,31	J-31	p-38	J-32	J-33	93,32	0,47	1,20	0,60	P-36	J-29	J-31	62,65	0,31	P-39	J-31	J-33	83,8	0,42	J-32	P-40	J-32	J-34	61,99	0,31	0,78	0,39	P-37	J-29	J-32	93,05	0,47	J-33	P-39	J-33	J-31	113,46	0,57	1,57	0,78	P-41	J-35	J-33	94,33	0,47	P-42	J-33	J-36	105,52	0,53	J-34	P-40	J-32	J-34	61,99	0,31	1,61	0,81	P-44	J-34	J-38	43,89	0,22	P-43	J-34	J-37	216,38	1,08	J-35	P-90	J-35	J-79	41,39	0,21	1,25	0,62	P-41	J-35	J-33	94,33	0,47	P-109	J-30	J-35	113,85	0,57	J-36	P-42	J-33	J-36	105,52	0,53	1,46	0,73	P-45	J-39	J-36	94,23	0,47	P-84	J-36	J-37	92,76	0,46	J-37	P-84	J-36	J-37	92,76	0,46	1,74	0,87	P-46	J-37	J-40	39,06	0,20	P-43	J-34
J-28	P-34	J-28	J-29	95,32		0,48	1,00	0,50																																																																																																																																																																																	
	P-35	J-28	J-30	59,7		0,30																																																																																																																																																																																			
	P-32	J-28	J-27	45,76		0,23																																																																																																																																																																																			
J-29	P-37	J-29	J-32	93,05		0,47	1,26	0,63																																																																																																																																																																																	
	P-36	J-29	J-31	62,65		0,31																																																																																																																																																																																			
	P-34	J-28	J-29	95,32		0,48																																																																																																																																																																																			
J-30	P-38	J-30	J-31	54,84		0,27	2,21	1,10																																																																																																																																																																																	
	P-109	J-30	J-35	228,85		1,14																																																																																																																																																																																			
	P-96	J-78	J-30	95,32		0,48																																																																																																																																																																																			
	P-35	J-30	J-28	62,65		0,31																																																																																																																																																																																			
J-31	p-38	J-32	J-33	93,32		0,47	1,20	0,60																																																																																																																																																																																	
	P-36	J-29	J-31	62,65		0,31																																																																																																																																																																																			
	P-39	J-31	J-33	83,8		0,42																																																																																																																																																																																			
J-32	P-40	J-32	J-34	61,99		0,31	0,78	0,39																																																																																																																																																																																	
	P-37	J-29	J-32	93,05		0,47																																																																																																																																																																																			
J-33	P-39	J-33	J-31	113,46		0,57	1,57	0,78																																																																																																																																																																																	
	P-41	J-35	J-33	94,33		0,47																																																																																																																																																																																			
	P-42	J-33	J-36	105,52		0,53																																																																																																																																																																																			
J-34	P-40	J-32	J-34	61,99		0,31	1,61	0,81																																																																																																																																																																																	
	P-44	J-34	J-38	43,89		0,22																																																																																																																																																																																			
	P-43	J-34	J-37	216,38		1,08																																																																																																																																																																																			
J-35	P-90	J-35	J-79	41,39		0,21	1,25	0,62																																																																																																																																																																																	
	P-41	J-35	J-33	94,33		0,47																																																																																																																																																																																			
	P-109	J-30	J-35	113,85		0,57																																																																																																																																																																																			
J-36	P-42	J-33	J-36	105,52		0,53	1,46	0,73																																																																																																																																																																																	
	P-45	J-39	J-36	94,23		0,47																																																																																																																																																																																			
	P-84	J-36	J-37	92,76	0,46																																																																																																																																																																																				
J-37	P-84	J-36	J-37	92,76	0,46	1,74	0,87																																																																																																																																																																																		
	P-46	J-37	J-40	39,06	0,20																																																																																																																																																																																				
	P-43	J-34	J-37	216,18	1,08																																																																																																																																																																																				

Tableau IV.1 : Calcul des débits nodaux (cas de pointe) (suite)

N° de nœud	Conduite	Début	Fin	Longueur	Qsp	Qroute	$\sum Q_{route}$	Qni
				m	l/s	l/s	l/s	l/s
J-38	P-44	J-34	J-38	43,89	0,005	0,22	1,30	0,65
	P-86	J-38	J-40	217		1,09		
J-39	P-89	J-79	J-39	63,99		0,32	1,57	0,79
	P-47	J-39	J-41	72,82		0,36		
	P-45	J-39	J-36	94,23		0,47		
	P-100	J-77	J-39	83,67		0,42		
J-40	p-46	J-37	J-40	39,06		0,2	1,28	0,64
	P-86	J-38	J-40	217,63		1,09		
J-41	P-97	J-41	J-76	128,6		0,64	1,68	0,84
	P-48	J-44	J-41	134,87		0,67		
	P-47	J-39	J-41	72,82		0,36		
J-42	P-92	J-42	J-80	105,48		0,53	3,94	1,97
	P-49	J-42	J-43	51		0,26		
	P-73	J-42	J-26	630,65		3,15		
J-43	P-49	J-42	J-43	52,71		0,26	1,51	0,76
	P-94	J-43	J-81	131,46		0,66		
	P-99	J-43	J-77	50,41		0,25		
	P-120	J-43	J-44	67,6		0,34		
J-44	P-120	J-43	J-44	67,6		0,34	1,35	0,68
	P-48	J-44	J-41	134,87		0,67		
	P-50	J-44	J-45	67,6		0,34		
J-45	P-51	J-48	J-45	27,26		0,14	1,16	0,58
	P-50	J-44	J-45	67,6	0,34			
	P-83	J-45	J-76	137,89	0,69			
J-46	P-98	J-76	J-46	63,5	0,32	1,14	0,57	
	P-82	J-46	J-49	165,31	0,83			
J-47	P-93	J-81	J-47	79,93	0,40	1,39	0,69	
	P-119	J-47	J-49	79,54	0,40			
	P-54	J-47	J-51	78,79	0,39			
	P-53	J-50	J-47	38,97	0,19			
J-48	P-51	J-48	J-45	27,26	0,14	0,46	0,23	
	P-52	J-48	J-49	63,76	0,32			
J-49	P-119	J-47	J-49	79,54	0,40	1,54	0,77	
	P-52	J-48	J-49	63,76	0,32			
	P-82	J-49	J-46	165,31	0,83			

Tableau IV.1 : Calcul des débits nodaux (cas de pointe) (suite)

N° de nœud	Conduite	Début	Fin	Longueur	Qsp	Qroute	$\sum Q_{route}$	Qni
				m	l/s	l/s	l/s	l/s
J-50	P-55	J-50	J-52	90,23	0,005	0,45	1,06	0,53
	P-91	J-80	J-50	82,16		0,41		
	P-53	J-50	J-47	38,97		0,19		
J-51	P-54	J-47	J-51	78,79		0,39	0,60	0,30
	P-56	J-51	J-52	42,18		0,21		
J-52	P-55	J-50	J-52	90,23		0,45	0,79	0,40
	P-56	J-52	J-51	42,18		0,21		
	P-118	J-68	J-52	26,14		0,13		
J-53	P-58	J-2	J-53	40,41		0,20	0,59	0,30
	P-57	J-53	J-54	77,74		0,39		
J-54	P-57	J-53	J-54	77,74		0,39	0,92	0,46
	P-72	J-54	J-55	107,03		0,54		
J-55	P-72	J-54	J-55	107,03		0,54	1,05	0,52
	P-59	J-56	J-55	102,53		0,51		
J-56	P-59	J-56	J-55	102,53		0,51	1,46	0,73
	P-60	J-56	J-57	40,11		0,20		
	P-110	J-21	J-56	150,03		0,75		
J-57	P-60	J-56	J-57	40,11		0,20	0,24	0,12
	P-61	J-57	J-58	7,15		0,04		
J-58	P-61	J-57	J-58	7,15		0,04	3,18	1,59
	P-62	J-59	J-58	147,99		0,74		
	P-79	J-58	J-61	152,62		0,76		
	P-117	J-58	J-66	329,02		1,65		
J-59	P-62	J-59	J-58	147,99		0,74	2,23	1,11
	P-63	J-59	J-60	297,4		1,49		
J-60	P-63	J-59	J-60	297,4		1,49	2,65	1,32
	P-87	J-60	J-61	231,93	1,16			
J-61	P-87	J-60	J-61	231,93	1,16	3,57	1,78	
	P-79	J-58	J-61	152,62	0,76			
	P-80	J-61	J-62	329,21	1,65			
J-62	P-80	J-61	J-62	329,21	1,65	2,40	1,20	
	P-64	J-63	J-62	98,99	0,49			
	P-65	J-62	J-64	51,69	0,26			

Tableau IV.1 : Calcul des débits nodaux (cas de pointe) (suite)

N° de nœud	Conduite	Début	Fin	Longueur	Qsp	Qroute	$\sum Q_{route}$	Qni
				m	l/s	l/s	l/s	l/s
J-63	P-64	J-63	J-62	98,99	0,005	0,49	2,52	1,26
	P-67	J-66	J-63	37,95		0,19		
	P-66	J-65	J-63	254,66		1,27		
	P-116	J-63	J-69	113,26		0,57		
J-64	P-65	J-62	J-64	51,69		0,26	2,08	1,04
	P-81	J-64	J-68	365		1,83		
J-65	P-66	J-65	J-63	254,66		1,27	1,27	0,64
J-66	P-67	J-66	J-63	37,95		0,19	2,42	1,21
	P-112	J-66	J-82	116,14		0,58		
	P-117	J-66	J-58	329,02		1,65		
J-67	P-68	J-67	J-70	46,05		0,23	0,82	0,41
	P-115	J-84	J-67	117,36		0,59		
J-68	P-118	J-68	J-52	26,14		0,13	1,96	0,98
	P-81	J-64	J-68	365		1,83		
J-69	P-102	J-82	J-69	40,84		0,2	1,06	0,53
	P-116	J-63	J-69	113,26		0,57		
	P-69	J-69	J-71	58,81		0,29		
J-70	P-68	J-67	J-70	46,05		0,23	0,81	0,41
	P-70	J-72	J-70	116,67		0,58		
J-71	P-69	J-69	J-71	58,81		0,29	0,82	0,41
	P-71	J-71	J-72	66,09		0,33		
	P-103	J-83	J-71	39,41		0,2		
J-72	P-71	J-71	J-72	66,09		0,33	1,11	0,56
	P-70	J-72	J-70	116,67		0,58		
	P-104	J-84	J-72	39,72		0,2		
J-73	P-74	J-3	J-73	187,85	0,94	2,41	1,2	
	P-75	J-73	J-74	293,26	1,47			
J-74	P-76	J-74	J-75	63,99	0,32	1,79	0,89	
	P-75	J-73	J-74	293,26	1,47			
J-75	P-76	J-74	J-75	63,99	0,32	1,79	0,9	
	P-77	J-75	J-3	294,28	1,47			

Tableau IV.1 : Calcul des débits nodaux (cas de pointe) (suite et fin).

N° de nœud	Conduite	Début	Fin	Longueur	Qsp	Qroute	$\sum Q_{route}$	Qni
				m	l/s	l/s	l/s	l/s
J-76	P-97	J-41	J-76	71,24	0,005	0,36	1,36	0,68
	P-98	J-76	J-46	63,5		0,32		
	P-83	J-45	J76	137,89		0,69		
J-77	P-99	J-43	J-77	50,41		0,25	1,75	0,88
	P-100	J-77	J-39	83,67		0,42		
	P-108	J-78	J-77	216,38		1,08		
J-78	P-108	J-78	J-77	216,38		1,08	1,50	0,75
	P-96	J-78	J-30	83,8		0,42		
J-79	P-89	J-79	J-39	63,99		0,32	1,00	0,50
	P-90	J-35	J-79	41,39		0,21		
	P-41	J-35	J-33	94,33		0,47		
J-80	P-91	J-80	J-50	82,16		0,41	1,13	0,57
	P-92	J-42	J-80	105,48		0,53		
	P-95	J-80	J-81	38,93		0,19		
J-81	P-95	J-80	J-81	38,93		0,19	1,25	0,63
	P-93	J-81	J-47	79,93	0,40			
	P-94	J-43	J-81	131,46	0,66			
J-82	P-102	J-82	J-69	40,84	0,20	1,07	0,54	
	P-112	J-66	J-82	116,14	0,58			
	P-113	J-82	J-83	57,14	0,29			
J-83	P-113	J-82	J-83	57,14	0,29	0,82	0,41	
	P-114	J-83	J-84	66,75	0,33			
	P-103	J-83	J-71	39,49	0,20			

IV.3.1.2 Cas de pointe + incendie

- Débit spécifique

La formule de calcul du débit spécifique est donnée comme suit :

$$Q_{sp} = \frac{Q_{pt}}{\sum L} \quad [L/s / ml] \quad (IV-4)$$

- ✓ Q_{pte} : débit de pointe, il est égal à **58 l/s+17l/s=75l/s**
- ✓ Q_{sp} : débit spécifique (l/s/m).
- ✓ $\sum L_i$: Somme des longueurs des tronçons véhiculant un débit en route ; Avec $\sum L_i = 11190,53m$

Tableau IV.2 : Calcul des débits nodaux (cas de pointe+incendie)

N °de nœud	Conduite	Début	fin	Longueur	Qsp	Qroute	$\sum Q_{route}$	Qni
				m	l/s	l/s	l/s	l/s
	P-1	J-1	R-1	404,36	0,007	2,83	3,20	
	P-106	J-1	J-4	53,33		0,37		
J-2	p-78	J-2	J-3	152,85		1,07	1,35	0,68
	P-58	J-2	J-56	40,41		0,28		
J-3	P-78	J-2	J-3	152,85		1,07	4,44	2,22
	P-74	J-3	J-76	187,85		1,31		
	P-77	J-3	J-78	294,28		2,06		
J-4	P-3	J-4	J-6	82,36		0,58	0,95	0,47
	P-2	J-4	J-5	53,33		0,37		
J-5	P-4	J-5	J-7	82,23		0,58	1,40	0,70
	P-5	J-5	J-8	36,05		0,25		
	P-2	J-4	J-6	82,36		0,58		
J-6	P-6	J-6	J-7	53,14		0,37	1,84	0,92
	P-7	J-6	J-9	127,33		0,89		
	P-3	J-4	J-6	82,23		0,58		
J-7	P-6	J-6	J-7	53,14		0,37	1,52	0,76
	P-9	J-7	J-11	124,9		0,87		
	P-8	J-7	J-10	39,56		0,28		
J-8	P-5	J-5	J-8	36,05		0,25	0,47	0,23
	P-10	J-8	J-12	31		0,22		
J-9	P-7	J-6	J-9	127,33		0,89	0,94	0,47
	P-11	J-9	J-13	7,61		0,05		
J-10	P-8	J-7	J-10	39,56		0,28	1,79	0,90
	P-12	J-10	J-12	50,61		0,35		
	P-14	J-10	J-15	124,41	0,87			
	P-13	J-10	J-14	41,56	0,29			
J-11	P-9	J-7	J-11	124,9	0,87	2,84	1,42	
	P-15	J-13	J-11	48,84	0,34			
	P-16	J-11	J-16	33,95	0,24			
	P-17	J-11	J-17	198,01	1,39			
J-12	P-10	J-8	J-12	31	0,22	1,29	0,64	
	P-12	J-12	J-10	50,61	0,35			
	P-18	J-12	J-18	102,47	0,72			
J-13	P-11	J-9	J-13	7,61	0,05	1,78	0,89	
	P-19	J-13	J-19	197,95	1,39			
	P-15	J-13	J-11	48,84	0,34			

Tableau IV.2 : Calcul des débits nodaux (cas de pointe+incendie) (suite)

N °de nœud	Conduite	Début	Fin	Longueur	Qsp	Qroute	$\sum Q_{route}$	Qni
				m	l/s	l/s	l/s	l/s
J-14	P-13	J-10	J-14	41,56	0,007	0,29	1,58	0,79
	P-20	J-14	J-20	124,48		0,87		
	P-21	J-14	J-21	60,29		0,42		
J-15	P-14	J-10	J-15	124,41		0,87	1,22	0,61
	P-22	J-15	J-20	44,97		0,31		
	P-101	J-16	J-15	4,43		0,03		
J-16	P-16	J-11	J-16	33,95		0,24	1,66	0,83
	P-101	J-16	J-15	4,43		0,03		
	P-23	J-16	J-22	198,6		1,39		
J-17	p-24	J-17	J-22	31		0,22	1,93	0,96
	P-25	J-19	J-17	46,08		0,32		
	P-17	J-11	J-17	198,01		1,39		
J-18	P-27	J-18	J-23	97,97		0,69	1,74	0,87
	P-18	J-12	J-18	102,47		0,72		
	P-26	J-18	J-21	47,82		0,33		
J-19	P-19	J-18	J-23	197,95		1,39	1,71	0,85
	P-25	J-19	J-17	46,08		0,32		
J-20	P-20	J-14	J-20	124,48		0,87	1,19	0,59
	P-22	J-15	J-20	44,97		0,31		
J-21	P-110	J-21	J-67	150,03		1,05	2,49	1,25
	P-26	J-18	J-21	47,82		0,33		
	P-21	J-14	J-21	60,29	0,42			
	P-29	J-21	J-24	98,27	0,69			
J-22	P-23	J-16	J-22	198,6	1,39	1,61	0,80	
	P-24	J-17	J-22	31	0,22			
J-23	P-27	J-18	J-23	97,97	0,69	1,01	0,51	
	P-28	J-23	J-24	46,67	0,33			
J-24	P-28	J-23	J-24	46,67	0,33	1,01	0,51	
	P-29	J-21	J-24	98,27	0,69			
J-25	P-31	J-25	J-26	28,54	0,20	2,23	1,11	
	P-88	J-27	J-25	289,33	2,03			
J-26	P-73	J-42	J-26	630,65	4,41	4,61	2,31	
	P-31	J-26	J-27	28,54	0,20			

Tableau IV.2 : Calcul des débits nodaux (cas de pointe+incendie)(suite)

N° de nœud	Conduite	Début	Fin	longueur	Qsp	Qroute	$\sum Q_{route}$	Qni																																																																																																																																																																																	
				m	l/s	l/s	l/s	l/s																																																																																																																																																																																	
J-27	P-32	J-28	J-27	45,76	0,007	0,32	2,35	1,17																																																																																																																																																																																	
	P-88	J-25	J-27	289,33		2,03			J-28	P-34	J-28	J-29	95,32	0,67	1,41	0,70	P-35	J-28	J-30	59,7	0,42	P-32	J-28	J-27	45,76	0,32	J-29	P-37	J-29	J-32	93,05	0,65	1,76	0,88	P-36	J-29	J-31	62,65	0,44	P-34	J-28	J-29	95,32	0,67	J-30	P-38	J-30	J-31	54,84	0,38	3,09	1,55	P-109	J-30	J-35	228,85	1,60	P-96	J-78	J-30	95,32	0,67	P-35	J-30	J-28	62,65	0,44	J-31	p-38	J-32	J-33	93,32	0,65	1,68	0,84	P-36	J-29	J-31	62,65	0,44	P-39	J-31	J-33	83,8	0,59	J-32	P-40	J-32	J-34	61,99	0,43	1,09	0,54	P-37	J-29	J-32	93,05	0,65	J-33	P-39	J-33	J-31	113,46	0,79	2,19	1,10	P-41	J-35	J-33	94,33	0,66	P-42	J-33	J-36	105,52	0,74	J-34	P-40	J-32	J-34	61,99	0,43	2,26	1,13	P-44	J-34	J-38	43,89	0,31	P-43	J-34	J-37	216,38	1,51	J-35	P-90	J-35	J-79	41,39	0,29	1,75	0,87	P-41	J-35	J-33	94,33	0,66	P-109	J-30	J-35	113,85	0,80	J-36	P-42	J-33	J-36	105,52	0,74	2,05	1,02	P-45	J-39	J-36	94,23	0,66	P-84	J-36	J-37	92,76	0,65	J-37	P-84	J-36	J-37	92,76	0,65	2,436	1,218	P-46	J-37	J-40	39,06	0,27	P-43	J-34
J-28	P-34	J-28	J-29	95,32		0,67	1,41	0,70																																																																																																																																																																																	
	P-35	J-28	J-30	59,7		0,42																																																																																																																																																																																			
	P-32	J-28	J-27	45,76		0,32																																																																																																																																																																																			
J-29	P-37	J-29	J-32	93,05		0,65	1,76	0,88																																																																																																																																																																																	
	P-36	J-29	J-31	62,65		0,44																																																																																																																																																																																			
	P-34	J-28	J-29	95,32		0,67																																																																																																																																																																																			
J-30	P-38	J-30	J-31	54,84		0,38	3,09	1,55																																																																																																																																																																																	
	P-109	J-30	J-35	228,85		1,60																																																																																																																																																																																			
	P-96	J-78	J-30	95,32		0,67																																																																																																																																																																																			
	P-35	J-30	J-28	62,65		0,44																																																																																																																																																																																			
J-31	p-38	J-32	J-33	93,32		0,65	1,68	0,84																																																																																																																																																																																	
	P-36	J-29	J-31	62,65		0,44																																																																																																																																																																																			
	P-39	J-31	J-33	83,8		0,59																																																																																																																																																																																			
J-32	P-40	J-32	J-34	61,99		0,43	1,09	0,54																																																																																																																																																																																	
	P-37	J-29	J-32	93,05		0,65																																																																																																																																																																																			
J-33	P-39	J-33	J-31	113,46		0,79	2,19	1,10																																																																																																																																																																																	
	P-41	J-35	J-33	94,33		0,66																																																																																																																																																																																			
	P-42	J-33	J-36	105,52		0,74																																																																																																																																																																																			
J-34	P-40	J-32	J-34	61,99	0,43	2,26	1,13																																																																																																																																																																																		
	P-44	J-34	J-38	43,89	0,31																																																																																																																																																																																				
	P-43	J-34	J-37	216,38	1,51																																																																																																																																																																																				
J-35	P-90	J-35	J-79	41,39	0,29	1,75	0,87																																																																																																																																																																																		
	P-41	J-35	J-33	94,33	0,66																																																																																																																																																																																				
	P-109	J-30	J-35	113,85	0,80																																																																																																																																																																																				
J-36	P-42	J-33	J-36	105,52	0,74	2,05	1,02																																																																																																																																																																																		
	P-45	J-39	J-36	94,23	0,66																																																																																																																																																																																				
	P-84	J-36	J-37	92,76	0,65																																																																																																																																																																																				
J-37	P-84	J-36	J-37	92,76	0,65	2,436	1,218																																																																																																																																																																																		
	P-46	J-37	J-40	39,06	0,27																																																																																																																																																																																				
	P-43	J-34	J-37	216,18	1,51																																																																																																																																																																																				

Tableau IV.2 : Calcul des débits nodaux (cas de pointe+incendie) (suite)

N °de nœud	Conduite	Début	Fin	Longueur	Qsp	Qroute	$\sum Q_{route}$	Qni
				m	l/s	l/s	l/s	l/s
J-38	P-44	J-34	J-38	43,89	0,007	0,31	1,83	0,91
	P-86	J-38	J-40	217		1,52		
J-39	P-89	J-79	J-39	63,99		0,45	2,20	1,10
	P-47	J-39	J-41	72,82		0,51		
	P-45	J-39	J-36	94,23		0,66		
J-40	P-100	J-77	J-39	83,67		0,59	1,80	0,90
	P-46	J-37	J-40	39,06		0,27		
J-41	P-86	J-38	J-40	217,63		1,52	2,35	1,18
	P-97	J-41	J-76	128,6		0,90		
	P-48	J-44	J-41	134,87		0,94		
J-42	P-47	J-39	J-41	72,82		0,51	5,51	2,75
	P-92	J-42	J-80	105,48		0,74		
	P-49	J-42	J-43	51		0,36		
J-43	P-73	J-42	J-26	630,65		4,41	2,12	1,06
	P-49	J-42	J-43	52,71		0,37		
	P-94	J-43	J-81	131,46		0,92		
	P-99	J-43	J-77	50,41		0,35		
J-44	P-120	J-43	J-44	67,6		0,47	1,89	0,95
	P-48	J-44	J-41	134,87		0,94		
	P-50	J-44	J-45	67,6		0,47		
J-45	P-51	J-48	J-45	27,26		0,19	1,63	0,81
	P-50	J-44	J-45	67,6		0,47		
	P-83	J-45	J-76	137,89		0,97		
J-46	P-98	J-76	J-46	63,5		0,44	1,60	0,80
	P-82	J-46	J-49	165,31	1,16			
J-47	P-93	J-81	J-47	79,93	0,56	1,94	0,97	
	P-119	J-47	J-49	79,54	0,56			
	P-54	J-47	J-51	78,79	0,55			
	P-53	J-50	J-47	38,97	0,27			
J-48	P-51	J-48	J-45	27,26	0,19	0,64	0,32	
	P-52	J-48	J-49	63,76	0,45			
J-49	P-119	J-47	J-49	79,54	0,56	2,16	1,08	
	P-52	J-48	J-49	63,76	0,45			
	P-82	J-49	J-46	165,31	1,16			

Tableau IV.2 : Calcul des débits nodaux (cas de pointe+incendie) (suite)

N° de nœud	Conduite	Début	Fin	Longueur	Qsp	Qroute	$\sum Q_{route}$	Qni
				m	l/s	l/s	l/s	l/s
J-50	P-55	J-50	J-52	90,23	0,007	0,63	1,48	0,74
	P-91	J-80	J-50	82,16		0,58		
	P-53	J-50	J-47	38,97		0,27		
J-51	P-54	J-47	J-51	78,79		0,55	0,85	0,42
	P-56	J-51	J-52	42,18		0,30		
J-52	P-55	J-50	J-52	90,23		0,63	1,11	0,55
	P-56	J-52	J-51	42,18		0,30		
	P-118	J-68	J-52	26,14		0,18		
J-53	P-58	J-2	J-53	40,41		0,28	0,83	0,41
	P-57	J-53	J-54	77,74		0,54		
J-54	P-57	J-53	J-54	77,74		0,54	1,29	0,65
	P-72	J-54	J-55	107,03		0,75		
J-55	P-72	J-54	J-55	107,03		0,75	1,47	0,73
	P-59	J-56	J-55	102,53		0,72		
J-56	P-59	J-56	J-55	102,53		0,72	2,05	1,02
	P-60	J-56	J-57	40,11		0,28		
	P-110	J-21	J-56	150,03		1,05		
J-57	P-60	J-56	J-57	40,11		0,28	0,33	0,17
	P-61	J-57	J-58	7,15		0,05		
J-58	P-61	J-57	J-58	7,15		0,05	4,46	2,23
	P-62	J-59	J-58	147,99		1,04		
	P-79	J-58	J-61	152,62	1,07			
	P-117	J-58	J-66	329,02	2,30			
J-59	P-62	J-59	J-58	147,99	1,04	3,12	1,56	
	P-63	J-59	J-60	297,4	2,08			
J-60	P-63	J-59	J-60	297,4	2,08	3,71	1,85	
	P-87	J-60	J-61	231,93	1,62			
J-61	P-87	J-60	J-61	231,93	1,62	5,00	2,50	
	P-79	J-58	J-61	152,62	1,07			
	P-80	J-61	J-62	329,21	2,30			
J-62	P-80	J-61	J-62	329,21	2,30	3,36	1,68	
	P-64	J-63	J-62	98,99	0,69			
	P-65	J-62	J-64	51,69	0,36			

Tableau IV.2 : Calcul des débits nodaux (cas de pointe+incendie) (suite)

N °de nœud	Conduite	Début	Fin	Longueur	Qsp	Qroute	$\sum Q_{route}$	Qni
				m	l/s	l/s	l/s	l/s
J-63	P-64	J-63	J-62	98,99	0,007	0,69	3,53	1,77
	P-67	J-66	J-63	37,95		0,27		
	P-66	J-65	J-63	254,66		1,78		
	P-116	J-63	J-69	113,26		0,79		
J-64	P-65	J-62	J-64	51,69		0,36	2,92	1,46
	P-81	J-64	J-68	365		2,56		
J-65	P-66	J-65	J-63	254,66		1,78	1,78	0,89
J-66	P-67	J-66	J-63	37,95		0,27	3,38	1,69
	P-112	J-66	J-82	116,14		0,81		
	P-117	J-66	J-58	329,02		2,30		
J-67	P-68	J-67	J-70	46,05		0,32	1,14	0,57
	P-115	J-84	J-67	117,36		0,82		
J-68	P-118	J-68	J-52	26,14		0,18	2,74	1,37
	P-81	J-64	J-68	365		2,56		
J-69	P-102	J-82	J-69	40,84		0,29	1,49	0,75
	P-116	J-63	J-69	113,26		0,79		
	P-69	J-69	J-71	58,81		0,41		
J-70	P-68	J-67	J-70	46,05		0,32	1,14	0,57
	P-70	J-72	J-70	116,67		0,82		
J-71	P-69	J-69	J-71	58,81		0,41	1,15	0,58
	P-71	J-71	J-72	66,09	0,46			
	P-103	J-83	J-71	39,41	0,28			
J-72	P-71	J-71	J-72	66,09	0,46	1,56	0,78	
	P-70	J-72	J-70	116,67	0,82			
	P-104	J-84	J-72	39,72	0,28			
J-73	P-74	J-3	J-73	187,85	1,31	3,37	1,68	
	P-75	J-73	J-74	293,26	2,05			
J-74	P-76	J-74	J-75	63,99	0,45	2,50	1,25	
	P-75	J-73	J-74	293,26	2,05			
J-75	P-76	J-74	J-75	63,99	0,45	2,51	1,25	
	P-77	J-75	J-3	294,28	2,06			
J-76	P-97	J-41	J-76	71,24	0,50	1,91	0,95	
	P-98	J-76	J-46	63,5	0,44			
	P-83	J-45	J76	137,89	0,97			
J-77	P-99	J-43	J-77	50,41	0,35	2,45	1,23	
	P-100	J-77	J-39	83,67	0,59			
	P-108	J-78	J-77	216,38	1,51			
J-78	P-108	J-78	J-77	216,38	1,51	2,10	1,05	
	P-96	J-78	J-30	83,8	0,59			

Tableau IV.2 : Calcul des débits nodaux (cas de pointe+incendie) (suite et fin)

N° de nœud	Conduite	Début	Fin	Longueur	Qsp	Qroute	$\sum Q_{route}$	Qni
				m	l/s	l/s	l/s	l/s
J-79	P-89	J-79	J-39	63,99	0,007	0,45	1,40	0,70
	P-90	J-35	J-79	41,39		0,29		
	P-41	J-35	J-33	94,33		0,66		
J-80	P-91	J-80	J-50	82,16		0,58	1,59	0,79
	P-92	J-42	J-80	105,48		0,74		
	P-95	J-80	J-81	38,93		0,27		
J-81	P-95	J-80	J-81	38,93		0,27	1,75	0,88
	P-93	J-81	J-47	79,93		0,56		
	P-94	J-43	J-81	131,46		0,92		
J-82	P-102	J-82	J-69	40,84		0,29	1,50	0,75
	P-112	J-66	J-82	116,14		0,81		
	P-113	J-82	J-83	57,14		0,40		
J-83	P-113	J-82	J-83	57,14		0,40	1,14	0,50
	P-114	J-83	J-84	66,75		0,47		
	P-103	J-83	J-71	39,49		0,28		
J-84	P-114	J-83	J-84	66,75	0,47	1,57	0,78	
	P-115	J-84	J-67	117,36	0,82			
	P-104	J-84	J-72	39,72	0,28			

IV.4 MODELISATION HYDRAULIQUE DU RESEAU DE DISTRIBUTION EXISTANT

- Formule de perte de charge utilisée

WATERCAD permet d'utiliser plusieurs équations de calcul des pertes de charges (HAZEN-Williams, DARCY-Weisbach, Chezy-Manning...). Dans notre réseau, nous avons opté pour l'équation de HAZEN-Williams, dont le coefficient (CHW) est déterminé en fonction du type de matériaux utilisés selon l'équation suivante :

$$J = 10,69 \frac{\left(\frac{Q}{C_{HW}} \right)^{1,852}}{D^{4,871}}. \quad (\text{IV- 5})$$

- ✓ **J** : perte de charge linéaire (m).
- ✓ **D** : diamètre de la conduite (m).
- ✓ **Q** : débit véhiculé (m³/s).
- ✓ **CHW**: coefficient de HAZEN-WILLIAMS.

IV .5 FICHIERS DES RESULTATS DE SIMULATION

IV .5 .1 Cas de pointe

Tableau IV.3: Débits et vitesses dans les différents tronçons du réseau (cas de pointe).

N° de conduite	Nœud de départ	Nœud d'arrivé	Diamètre (mm)	Débit (L/s)	Vitesse (m/s)	Longueur (m)
P-1	R-3	J-1	250	29,13	0,59	404,36
P-2	J-4	J-5	120	20,78	1,84	53,33
P-3	J-4	J-6	80	8,01	1,59	82,36
P-4	J-5	J-7	80	8,21	1,63	82,23
P-5	J-5	J-8	120	12,07	1,07	36,05
P-6	J-6	J-7	40	1,82	1,45	53,14
P-7	J-6	J-9	80	5,53	1,1	127,33
P-8	J-7	J-10	63	5,8	1,86	39,56
P-9	J-7	J-11	80	3,69	0,73	124,9
P-10	J-8	J-12	63	11,9	3,82	31
P-11	J-9	J-13	80	5,19	1,03	7,61
P-12	J-12	J-10	63	6,59	2,11	50,61
P-13	J-10	J-14	90	12,53	1,97	41,56
P-14	J-15	J-10	40	0,78	0,62	124,41
P-15	J-13	J-11	63	2,6	0,83	48,84
P-16	J-11	J-16	63	4,04	1,3	33,95
P-17	J-11	J-17	80	1,24	0,25	198,01
P-18	J-12	J-18	63	4,84	1,55	102,47
P-19	J-13	J-19	80	1,95	0,39	197,95
P-20	J-20	J-14	63	3,14	1,01	124,48
P-21	J-14	J-21	90	15,1	2,37	60,55
P-22	J-15	J-20	63	3,56	1,14	9,98
P-23	J-22	J-16	80	1,32	0,26	198,6
P-24	J-17	J-22	80	1,89	0,38	31
P-25	J-19	J-17	80	1,34	0,27	46,08
P-26	J-18	J-21	40	2,22	1,76	47,82
P-27	J-18	J-23	63	2,01	0,64	97,97
P-28	J-23	J-24	63	1,65	0,53	46,67
P-29	J-24	J-21	40	1,29	1,02	98,27
P-30	J-25	J-26	125	2,82	0,23	28,54
P-31	J-28	J-27	120	4,45	0,39	45,76
P-32	J-29	J-28	90	4,6	0,72	95,32
P-33	J-30	J-28	50	0,35	0,18	59,7
P-34	J-29	J-31	90	0,59	0,09	62,65
P-35	J-32	J-29	90	5,82	0,91	93,05
P-36	J-31	J-30	63	1,71	0,55	93,32

Tableau IV.3: Débits et vitesses dans les différents tronçons du réseau (cas de pointe) (suite)

N° de conduite	Nœud de départ	Nœud d'arrivé	Diamètre (mm)	Débit (L/s)	Vitesse (m/s)	Longueur (m)
P-37	J-33	J-31	90	1,72	0,27	113,46
P-38	J-34	J-32	90	6,21	0,98	61,99
P-39	J-33	J-35	63	1,92	0,62	94,33
P-40	J-36	J-33	90	4,43	0,7	105,52
P-41	J-37	J-34	90	3,52	0,55	216,18
P-42	J-38	J-34	90	3,5	0,55	43,89
P-43	J-36	J-39	125	16,07	1,31	94,23
P-44	J-40	J-37	160	25,61	1,27	39,06
P-45	J-39	J-41	125	6,9	0,56	72,82
P-46	J-41	J-44	90	1,89	0,3	134,87
P-47	J-43	J-42	125	4,22	0,34	51
P-48	J-44	J-45	63	0,54	0,17	67,6
P-49	J-45	J-48	63	0,62	0,2	27,26
P-50	J-48	J-49	50	0,39	0,2	63,76
P-51	J-47	J-50	63	0,75	0,24	38,97
P-52	J-47	J-51	90	3,01	0,47	78,79
P-53	J-50	J-52	90	3,12	0,49	90,23
P-54	J-51	J-52	90	2,71	0,43	42,18
P-55	J-54	J-53	130	5,36	0,4	77,74
P-56	J-53	J-2	130	5,06	0,38	40,41
P-57	J-56	J-55	130	6,34	0,48	102,53
P-58	J-56	J-57	160	10,65	0,53	40,11
P-59	J-57	J-58	160	10,53	0,52	7,15
P-60	J-58	J-59	90	2,1	0,33	147,99
P-61	J-59	J-60	160	0,99	0,05	297,4
P-62	J-62	J-63	160	3,6	0,18	98,99
P-63	J-64	J-62	160	3,41	0,17	51,69
P-64	J-63	J-65	63	0,64	0,21	254,66
P-65	J-66	J-63	90	0,22	0,03	37,95
P-66	J-67	J-70	75	0,11	0,03	46,05
P-67	J-69	J-71	90	1,31	0,21	58,81
P-68	J-72	J-70	63	0,3	0,1	116,67
P-69	J-71	J-72	63	0,61	0,2	66,09
P-70	J-55	J-54	130	5,82	0,44	107,03
P-71	J-26	J-42	110	1,17	0,12	630,65
P-72	J-3	J-73	120	2,07	0,18	187,85
P-73	J-73	J-74	110	0,87	0,09	293,26
P-74	J-75	J-74	50	0,02	0,01	186,37
P-75	J-3	J-75	90	0,92	0,15	294,28
P-76	J-2	J-3	160	4,58	0,23	152,85

Tableau IV.3: Débits et vitesses dans les différents tronçons du réseau (cas de pointe) (suite)

N° de conduite	Nœud de départ	Nœud d'arrivé	Diamètre (mm)	Débit (L/s)	Vitesse (m/s)	Longueur (m)
P-77	J-58	J-61	160	3,49	0,17	152,62
P-78	J-61	J-62	90	1,38	0,22	329,21
P-79	J-68	J-64	90	4,45	0,7	365
P-80	J-46	J-49	110	2,25	0,24	165,31
P-81	J-76	J-45	73	0,67	0,16	137,89
P-82	J-37	J-36	125	21,23	1,73	92,76
P-83	R-2	J-40	160	30,4	1,51	52,71
P-84	J-40	J-38	90	4,15	0,65	217,63
P-85	J-61	J-60	50	0,33	0,17	231,93
P-86	J-27	J-25	160	3,61	0,18	289,33
P-87	J-79	J-50	90	2,9	0,46	82,16
P-88	J-42	J-79	90	3,42	0,54	105,48
P-89	J-80	J-47	90	2,58	0,41	79,93
P-90	J-43	J-80	90	3,26	0,51	131,46
P-91	J-80	J-79	50	0,05	0,03	38,93
P-92	J-30	J-78	90	1,57	0,25	83,8
P-93	J-41	J-76	110	4,17	0,44	71,24
P-94	J-76	J-46	110	2,82	0,3	63,5
P-95	J-77	J-43	125	7,57	0,62	50,41
P-96	J-39	J-77	125	7,63	0,62	83,67
P-97	J-16	J-15	63	4,77	1,53	4,43
P-98	J-69	J-81	50	0,08	0,04	40,84
P-99	J-71	J-82	63	0,29	0,09	39,49
P-100	J-83	J-72	63	0,25	0,08	39,72
P-101	J-1	J-4	250	29,13	0,59	53,33
P-102	J-78	J-77	90	0,82	0,13	216,38
P-103	J-35	J-30	90	1,3	0,2	113,85
P-104	J-21	J-56	160	17,72	0,88	150,03
P-105	J-66	J-81	90	1,91	0,3	116,14
P-106	J-81	J-82	90	1,45	0,23	57,14
P-107	J-82	J-83	90	1,33	0,21	66,75
P-108	J-83	J-67	75	0,52	0,12	117,36
P-109	J-63	J-69	90	1,92	0,3	113,26
P-110	J-58	J-66	120	3,34	0,3	329,02
P-111	J-52	J-68	90	5,43	0,85	26,14
P-112	J-49	J-47	63	1,88	0,6	79,54
P-113	J-44	J-43	63	0,67	0,22	72,82
P-114	J-39	J-35	50	0,5	0,25	105,35

Les résultats de calculs des pressions aux nœuds en cas de pointe sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.4 : Détermination des pressions aux Nœuds (cas de pointe)

Nœud	Elévation (m)	Demande (L/s)	Charge(m)	Pressure (m H2O)
J-1	513	0	547,44	34,4
J-2	507,38	0,48	529,06	21,6
J-3	509,32	1,59	528,95	19,6
J-4	509,9	0,34	547,37	37,4
J-5	508,85	0,5	544,74	35,8
J-6	508,3	0,66	542,36	34
J-7	507,35	0,54	539,5	32,1
J-8	507,8	0,17	544,43	36,6
J-9	511,8	0,34	538,46	26,6
J-10	506,4	0,64	535,25	28,8
J-11	510,6	1,01	537,69	27
J-12	507,4	0,46	538,5	31
J-13	511,99	0,64	538,25	26,2
J-14	505,8	0,57	533,71	27,9
J-15	508,7	0,43	536,65	27,9
J-16	509,9	0,59	536,81	26,9
J-17	507,3	0,69	537,31	29,9
J-18	505,6	0,62	534,79	29,1
J-19	509,8	0,61	537,36	27,5
J-20	508,7	0,42	535,73	27
J-21	504,3	0,89	530,55	26,2
J-22	506,04	0,57	537,24	31,1
J-23	502,16	0,36	534	31,8
J-24	501,48	0,36	533,74	32,2
J-25	494,93	0,79	532,77	37,8
J-26	491,27	1,65	532,75	41,4
J-27	496,86	0,84	532,83	35,9
J-28	498,1	0,5	532,9	34,7
J-29	500,27	0,63	533,53	33,2
J-30	499,04	1,1	532,96	33,9
J-31	501,15	0,6	533,52	32,3
J-32	503,36	0,39	534,48	31,1
J-33	501,87	0,78	533,64	31,7
J-34	504,36	0,81	535,19	30,8
J-35	499,52	1,12	533,03	33,4
J-36	502,71	0,73	534,21	31,4
J-37	507,3	0,87	536,06	28,7

Tableau IV.4 : Détermination des pressions aux Nœuds (cas de pointe) (suite)

Nœud	Élévation (m)	Demande (L/s)	Charge(m)	Pressure (m H2O)
J-38	506,43	0,65	535,34	28,9
J-39	499,9	1,04	533,1	33,1
J-40	490	0,64	536,39	46,3
J-41	500,49	0,84	532,92	32,4
J-42	498,98	1,97	532,65	33,6
J-43	498,32	0,76	532,7	34,3
J-44	499,24	0,68	532,77	33,5
J-45	499,84	0,58	532,72	32,8
J-46	500,72	0,57	532,73	31,9
J-47	501,32	0,69	532,14	30,8
J-48	499,91	0,23	532,7	32,7
J-49	500,25	0,77	532,63	32,3
J-50	502,22	0,53	532,09	29,8
J-51	501,9	0,3	531,93	30
J-52	503,38	0,4	531,84	28,4
J-53	506	0,3	529,16	23,1
J-54	506,6	0,46	529,37	22,7
J-55	504,04	0,52	529,53	25,4
J-56	506	0,73	529,91	23,9
J-57	503,54	0,12	529,85	26,3
J-58	503,4	1,59	529,84	26,4
J-59	502,8	1,11	529,63	26,8
J-60	494,7	1,32	529,63	34,9
J-61	498,19	1,78	529,8	31,5
J-62	504,79	1,2	529,6	24,8
J-63	505,82	1,26	529,57	23,7
J-64	501,43	1,04	529,61	28,1
J-65	499,7	0,64	529,36	29,6
J-66	504,3	1,21	529,58	25,2
J-67	504,64	0,41	529,3	24,6
J-68	504,66	0,98	531,6	26,9
J-69	506,14	0,53	529,43	23,2
J-70	504,12	0,41	529,3	25,1
J-71	504,6	0,41	529,39	24,7
J-72	504,12	0,56	529,33	25,2
J-73	504	1,2	528,89	24,8
J-74	504,62	0,89	528,86	24,2
J-75	504,6	0,9	528,86	24,2
J-76	500,93	0,68	532,79	31,8
J-77	498,63	0,88	532,85	34,1
J-78	496,41	0,75	532,9	36,4
J-79	500,67	0,57	532,29	31,6
J-80	500,19	0,63	532,29	32
J-81	507,05	0,54	529,42	22,3
J-82	506,04	0,41	529,38	23,3
J-83	504,96	0,56	529,34	24,3

IV .5 .2 Cas de pointe+ incendie

Dans ce cas le calcul se fait de la même manière que le cas précédent mais seulement on doit s’assurer que le débit d’incendie donné par la le réservoir (17l/s) se trouve au point le plus défavorable qui est dans notre cas le nœud J-4 c-à-d le débit dans ce nœud $Q_{ni}=17.481 /s$ et les résultats de la simulation sont donnés comme suit :

Tableau IV.5: Débits et vitesses dans les différents tronçons du réseau (cas de pointe+incendie).

N° de conduite	Nœud de départ	Nœud d'arrivé	Diamètre (mm)	Débit (L/s)	Vitesse (m/s)	Longueur (m)
P-1	R-3	J-1	250	35,43	0,72	404,36
P-2	J-4	J-5	120	25,17	2,23	53,33
P-3	J-4	J-6	80	9,79	1,95	82,36
P-4	J-5	J-7	80	9,93	1,97	82,23
P-5	J-5	J-8	120	14,55	1,29	36,05
P-6	J-6	J-7	40	2,16	1,72	53,14
P-7	J-6	J-9	80	6,71	1,33	127,33
P-8	J-7	J-10	63	6,91	2,22	39,56
P-9	J-7	J-11	80	4,57	0,91	124,9
P-10	J-8	J-12	63	14,32	4,59	31
P-11	J-9	J-13	80	6,24	1,24	7,61
P-12	J-12	J-10	63	7,88	2,53	50,61
P-13	J-10	J-14	90	14,77	2,32	41,56
P-14	J-15	J-10	40	0,88	0,7	124,41
P-15	J-13	J-11	63	3,07	0,98	48,84
P-16	J-11	J-16	63	4,82	1,54	33,95
P-17	J-11	J-17	80	1,41	0,28	198,01
P-18	J-12	J-18	63	5,93	1,9	102,47
P-19	J-13	J-19	80	2,28	0,45	197,95
P-20	J-20	J-14	63	3,59	1,15	124,48
P-21	J-14	J-21	90	18,05	2,84	60,29
P-22	J-15	J-20	63	4,18	1,34	44,97
P-23	J-22	J-16	80	1,68	0,33	198,6
P-24	J-17	J-22	80	1,88	0,37	31
P-25	J-19	J-17	80	1,43	0,28	46,08
P-26	J-18	J-21	40	2,58	2,05	47,82
P-27	J-18	J-23	63	2,49	0,8	97,97
P-28	J-23	J-24	63	1,98	0,63	46,67
P-29	J-24	J-21	40	1,47	1,17	98,27
P-30	J-25	J-26	125	3,75	0,31	28,54
P-31	J-28	J-27	120	6,03	0,53	45,76

Tableau IV.5: Débits et vitesses dans les différents tronçons du réseau (cas de pointe+incendie) (suite).

N° de conduite	Nœud de départ	Nœud d'arrivé	Diamètre (mm)	Débit (L/s)	Vitesse (m/s)	Longueur (m)
P-32	J-29	J-28	90	5,99	0,94	95,32
P-33	J-30	J-28	50	0,54	0,27	59,7
P-34	J-29	J-31	90	0,75	0,12	62,65
P-35	J-32	J-29	90	7,62	1,2	93,05
P-36	J-31	J-30	63	2,19	0,7	93,32
P-37	J-33	J-31	90	2,28	0,36	113,46
P-38	J-34	J-32	90	8,16	1,28	61,99
P-39	J-33	J-35	63	2,41	0,77	94,33
P-40	J-36	J-33	90	5,79	0,91	105,52
P-41	J-37	J-34	90	4,53	0,71	216,18
P-42	J-38	J-34	90	4,73	0,74	43,89
P-43	J-36	J-39	125	20,83	1,7	94,23
P-44	J-40	J-37	160	33,37	1,66	39,06
P-45	J-39	J-41	125	9,17	0,75	72,82
P-46	J-41	J-44	90	2,46	0,39	134,87
P-47	J-43	J-42	125	5,52	0,45	51
P-48	J-44	J-45	63	0,57	0,18	67,6
P-49	J-45	J-48	63	0,91	0,29	27,26
P-50	J-48	J-49	50	0,59	0,3	63,76
P-51	J-47	J-50	63	1,22	0,39	38,97
P-52	J-47	J-51	90	4,53	0,71	78,79
P-53	J-50	J-52	90	4,74	0,75	90,23
P-54	J-51	J-52	90	4,33	0,68	42,18
P-55	J-54	J-53	130	6,25	0,47	77,74
P-56	J-53	J-2	130	6,05	0,46	40,41
P-57	J-56	J-55	130	7,6	0,57	102,53
P-58	J-56	J-57	160	11,85	0,59	40,11
P-59	J-57	J-58	160	11,68	0,58	7,15
P-60	J-58	J-59	90	2,93	0,46	147,99
P-61	J-59	J-60	160	1,37	0,07	297,4
P-62	J-62	J-63	160	5,75	0,29	98,99
P-63	J-64	J-62	160	6,11	0,3	51,69
P-64	J-63	J-65	63	0,89	0,29	254,66
P-65	J-66	J-63	90	-0,69	0,11	37,95
P-66	J-67	J-70	75	0,19	0,04	46,05
P-67	J-69	J-71	90	1,76	0,28	58,81
P-68	J-72	J-70	63	0,38	0,12	116,67
P-69	J-71	J-72	63	0,78	0,25	66,09
P-70	J-55	J-54	130	6,9	0,52	107,03

Tableau IV.5: Débits et vitesses dans les différents tronçons du réseau (cas de pointe+incendie) (suite).

N° de conduite	Nœud de départ	Nœud d'arrivé	Diamètre (mm)	Débit (L/s)	Vitesse (m/s)	Longueur (m)
P-71	J-26	J-42	110	1,44	0,15	630,65
P-72	J-3	J-73	120	2,47	0,22	187,85
P-73	J-73	J-74	110	1,17	0,12	293,26
P-74	J-75	J-74	50	0,08	0,04	186,37
P-75	J-3	J-75	90	1,08	0,17	294,28
P-76	J-2	J-3	160	5,55	0,28	152,85
P-77	J-58	J-61	160	3,29	0,16	152,62
P-78	J-61	J-62	90	1,31	0,21	329,21
P-79	J-68	J-64	90	7,57	1,19	365
P-80	J-46	J-49	110	3,03	0,32	165,31
P-81	J-76	J-45	73	0,74	0,18	137,89
P-82	J-37	J-36	125	27,62	2,25	92,76
P-83	R-2	J-40	160	39,59	1,97	52,71
P-84	J-40	J-38	90	5,33	0,84	217,63
P-85	J-61	J-60	50	0,48	0,24	231,93
P-86	J-27	J-25	160	4,86	0,24	289,33
P-87	J-79	J-50	90	4,26	0,67	82,16
P-88	J-42	J-79	90	4,76	0,75	105,48
P-89	J-80	J-47	90	3,73	0,59	79,93
P-90	J-43	J-80	90	4,47	0,7	131,46
P-91	J-80	J-79	50	0,2	0,1	38,93
P-92	J-30	J-78	90	2,14	0,34	83,8
P-93	J-41	J-76	110	5,52	0,58	71,24
P-94	J-76	J-46	110	3,83	0,4	63,5
P-95	J-77	J-43	125	10,11	0,82	50,41
P-96	J-39	J-77	125	10,17	0,83	83,67
P-97	J-16	J-15	63	5,66	1,82	4,43
P-98	J-69	J-81	50	0,16	0,08	40,84
P-99	J-71	J-82	63	0,41	0,13	39,49
P-100	J-83	J-72	63	0,38	0,12	39,72
P-101	J-1	J-4	250	35,43	0,72	53,33
P-102	J-78	J-77	90	1,14	0,18	216,38
P-103	J-35	J-30	90	2,03	0,32	113,85
P-104	J-21	J-56	160	20,85	1,04	150,03
P-105	J-66	J-81	90	2,64	0,41	116,14
P-106	J-81	J-82	90	1,92	0,3	57,14
P-107	J-82	J-83	90	1,57	0,25	66,75
P-108	J-83	J-67	75	0,69	0,16	117,36
P-109	J-63	J-69	90	2,67	0,42	113,26
P-110	J-58	J-66	120	3,45	0,31	329,02
P-111	J-52	J-68	90	8,57	1,35	26,14
P-112	J-49	J-47	63	2,63	0,84	79,54
P-113	J-44	J-43	63	0,94	0,3	72,82
P-114	J-39	J-35	50	0,49	0,25	105,35

Tableau IV.6 : Détermination des pressions aux Nœuds (cas de pointe+incendie)

Nœud	Elévation (m)	Demande (L/s)	Charge(m)	Pressure (m H2O)
J-1	513	0	547,19	34,1
J-2	507,38	0,5	521,51	14,1
J-3	509,32	2	521,35	12
J-4	509,9	0,47	547,1	37,1
J-5	508,85	0,7	543,34	34,4
J-6	508,3	0,92	539,83	31,5
J-7	507,35	0,6	535,9	28,5
J-8	507,8	0,23	542,91	35
J-9	511,8	0,47	534,25	22,4
J-10	506,4	0,9	530,03	23,6
J-11	510,6	1,42	533,2	22,6
J-12	507,4	0,5	534,55	27,1
J-13	511,99	0,89	533,96	21,9
J-14	505,8	0,3	527,94	22,1
J-15	508,7	0,61	531,77	23
J-16	509,9	0,83	531,98	22
J-17	507,3	0,96	532,72	25,4
J-18	505,6	0,87	529,14	23,5
J-19	509,8	0,85	532,78	22,9
J-20	508,7	0,59	530,53	21,8
J-21	504,3	1,25	523,55	19,2
J-22	506,04	0,2	532,65	26,6
J-23	502,16	0,51	527,97	25,8
J-24	501,48	0,51	527,6	26,1
J-25	494,93	1,11	530,08	35,1
J-26	491,27	2,31	530,05	38,7
J-27	496,86	1,17	530,19	33,3
J-28	498,1	0,5	530,31	32,1
J-29	500,27	0,88	531,34	31
J-30	499,04	1,55	530,44	31,3
J-31	501,15	0,84	531,32	30,1
J-32	503,36	0,54	532,9	29,5
J-33	501,87	1,1	531,52	29,6
J-34	504,36	1,09	534,08	29,7
J-35	499,52	0,87	530,58	31
J-36	502,71	1	532,46	29,7
J-37	507,3	1,22	535,46	28,1
J-38	506,43	0,6	534,35	27,9
J-39	499,9	1	530,65	30,7
J-40	490	0,9	536	45,9
J-41	500,49	1,18	530,35	29,8

Tableau IV.6 : Détermination des pressions aux Nœuds (cas de pointe+incendie) (suite et fin)

Nœud	Elévation (m)	Demande (L/s)	Charge(m)	Pressure (m H2O)
J-42	498,98	2,2	529,89	30,8
J-43	498,32	1,06	529,97	31,6
J-44	499,24	0,95	530,1	30,8
J-45	499,84	0,4	530,05	30,2
J-46	500,72	0,8	530,03	29,3
J-47	501,32	0,6	528,94	27,6
J-48	499,91	0,32	530,01	30
J-49	500,25	1	529,86	29,6
J-50	502,22	0,74	528,83	26,6
J-51	501,9	0,2	528,49	26,5
J-52	503,38	0,5	528,27	24,8
J-53	506	0,2	521,65	15,6
J-54	506,6	0,65	521,93	15,3
J-55	504,04	0,7	522,15	18,1
J-56	506	1,4	522,68	16,6
J-57	503,54	0,17	522,6	19
J-58	503,4	2	522,58	19,1
J-59	502,8	1,56	522,21	19,4
J-60	494,7	1,85	522,2	27,4
J-61	498,19	1,5	522,56	24,3
J-62	504,79	1,68	522,37	17,5
J-63	505,82	1,5	522,32	16,5
J-64	501,43	1,46	522,4	20,9
J-65	499,7	0,89	521,92	22,2
J-66	504,3	1,5	522,31	18
J-67	504,64	0,5	521,84	17,2
J-68	504,66	1	527,73	23
J-69	506,14	0,75	522,04	15,9
J-70	504,12	0,57	521,84	17,7
J-71	504,6	0,58	521,98	17,3
J-72	504,12	0,78	521,89	17,7
J-73	504	1,3	521,26	17,2
J-74	504,62	1,25	521,21	16,6
J-75	504,6	1	521,23	16,6
J-76	500,93	0,95	530,13	29,1
J-77	498,63	1,2	530,23	31,5
J-78	496,41	1	530,32	33,8
J-79	500,67	0,7	529,24	28,5
J-80	500,19	0,54	529,25	29
J-81	507,05	0,88	522,04	15
J-82	506,04	0,75	521,96	15,9
J-83	504,96	0,5	521,9	16,9

IV.6 CONSTATATIONS ET INTERPRETATIONS DES RESULTATS DE SIMULATION

Le réseau d'alimentation en eau potable de l'agglomération pose de nombreux problèmes de point de vue hydraulique, dues aux accroissements démographiques, et au mode d'exploitation du système d'alimentation en eau et le surdimensionnement ou le sous dimensionnement de réseau de distribution

IV .6.1 Cas de pointe

Le réseau de distribution de l'agglomération de Bir kasdali présente plusieurs anomalies qui empêchent le bon fonctionnement du réseau d'alimentation en eau potable. :

Après la simulation, on constate :

- Répartition des pressions

Les pressions obtenues sont favorables c.-à-d entre 2 bars et 6 bars sauf au niveau de nœud J-3 la pression est de l'ordre de 1.96 m ce.

- Répartition des vitesses

Sachant que la vitesse d'écoulement admissible dans un tronçon est entre 0,5 m/s et 1,5m/s, le réseau de distribution de la ville présente des vitesses très faibles entre 0 ,01m/s jusqu'à 0,30 m/s comme dans les conduites p-72, p-74, p-66, p-68 ,p-99 ,p-98, p-65, p-63 p-61,p-85, p-34....., respectivement avec des vitesses 0,18m/s , 0,01m/s, 0,03m/s, 0, 1m/s , 0,09m/s, 0,04m/s , 0,0 3m/s, 0,17m/s, 0,05m/s, 0,17m/s et 0,0 9m/s.

Il y'a aussi des bonnes vitesses entre 0,5m/s et 1,5m/s dans certains tronçons, (p-32, p-35, P-36, p-38, p-84, p-83, P-44,). On a remarqué aussi que dans les tronçons (p-82, p-4, p-8, p-13.....) la vitesse d'écoulement est supérieure à 1,5 m/s et atteint sa valeur maximale (3,82m/s) dans le tronçon P-10.

Au niveau des conduites, on note que les faibles vitesses favorisent la formation du tartre qui engendre le colmatage de ces dernières. Ainsi que les fortes vitesses fatiguent la conduite et provoquent une usure prématurée.

- Matériau des conduites

Le matériau des conduites est l'amiante ciment, le PVC et l'acier.

Remarque :

Le matériau le plus utilisé dans le réseau de distribution existant est l'amiante ciment. L'amiante est un matériau fibreux que l'on mélange avec du ciment qui est un silicate de calcium et d'aluminium. On constitue avec se produit une sorte de toile qui est enroulée autour d'un mandrin et donne des tuyaux économiques, mais assez fragiles aux chocs. La fibre d'amiante additionnée à des ciments, plastiques, résines, enduits, adhésifs apporte à ces éléments une partie de ses caractéristiques physico-chimiques, en particulier sa grande

résistance (à la corrosion, à la chaleur, aux produits chimiques, etc.). Le plus connu des produits utilisant la fibre d'amiante en tant que charge additionnelle est l'amiante-ciment. L'amiante-ciment est constitué d'amiante et de ciment auquel on ajoute de l'eau. Les fibres d'amiante jouent ici le même rôle que les barres de fer dans le béton armé. Après solidification, le matériau obtenu devient très résistant, même en faible épaisseur.

Ce qui explique pourquoi il intervenait fréquemment dans la fabrication de plaques, tubes et tuyaux ou revêtements de surface.

IV .6.2 Cas de pointe + incendie

Dans ce cas on a constaté que le comportement hydraulique du réseau est le même que le cas du pointe à l'exception d'une amélioration de la vitesse dans le tronçon p-72.... mais il y'a une chute de pression dans quelque nœud comme le nœud j-6, j-66, j-68, j-81.....

IV.7 Conclusion

En plus des insuffisances du point de vue hydraulique, différentes anomalies ont été évoqués par les gestionnaires de réseaux sur le terrain, à savoir :

- a) Dégradation de la qualité de l'eau par le réseau ;
- b) Accroissement de nombre de fuites enregistrées ;
- c) Evolution de la demande ;
- d) Plaintes des abonnés pour insuffisance de pression ou mauvaise qualité de l'eau ;
- e) Dégradation visible des conduites.

Pour répondre à des problèmes de gestion quotidienne et de planification, qu'il soit à court ou à long terme, nous allons procéder dans les chapitres qui suivent au redimensionnement de réseau de distribution.

V.1 INTRODUCTION

Après le diagnostic du réseau existant, la détermination de ses différents anomalies et les remèdes proposées à ces problèmes ; dans ce chapitre on va passer au dimensionnement du réseau à l'horizon d'étude 2030 en incluant les zones d'extension et les zones urbanisée toute en assurant les débits et les pressions nécessaires aux abonnées.

V.2 CHOIX DU SCHEMA DU RESEAU DE DISTRIBUTION

A cause de l'insuffisance qu'on a enregistrée dans le réseau de distribution de l'état actuel et à cause de déficit d'eau à l'horizon 2030 on a proposé que le système d'alimentation en eau potable de l'agglomération du Bir kasdali soit comme suit:

- A partir de l'adduction qui arrive de forages Djaouher et Ain Bidha on aliment le réservoir de tête de 1000m^3 qui à son tour va alimenter par une conduite gravitaire le réservoir de 250m^3 (existant).
- Les réservoirs de 1000m^3 et 250m^3 alimentent le réseau gravitairement.
- Alimentation du réservoir projeté (300m^3) à partir de nouveau forage 46l/s.

V.3 CHOIX DU TYPE DE RESEAU [4]

Suivant la structure et l'importance de l'agglomération, on distingue trois schémas de réseaux de distribution (les réseaux ramifiés, les réseaux maillés et les réseaux combinés (ramifiés+maillés). Le réseau de distribution dans notre cas d'étude est 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 bouches fermés en suivant le tracé. Contrairement au réseau ramifié, un réseau maillé assure une distribution de retour en cas de panne d'un tronçon.

Il présente une indétermination sur les grandeurs et les signes (sens) des débits et des pertes de charge dans chaque tronçon.

Pour notre projet on a modifié une grande partie du schéma du réseau existant en éliminant quelques ramifications et en projetant des nouvelles mailles et ceci est en tenant compte de la répartition spatiale des constructions existantes et ses extensions prévus dans le plan d'aménagement de la ville à long terme (2030).

V.4 CONCEPTION DU RESEAU DE L'AGGLOMERATION

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 lesquels, nous avons :

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

V.5 PRINCIPE DU TRACE DU RESEAU

Le tracé se fait comme suit :

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

V.6 CHOIX DU MATERIAU 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) permettent de faire le bon choix.

Parmi les matériaux à utiliser on distingue entre autre : L'acier, la fonte ductile, le PVC (polyvinyle de chlorure) et le PEHD (polyéthylène haute densité).

V.7 COMPARAISON ENTRE LES DIFFERENTS TYPES DES TUYAUX

Les matériaux constituant les canalisations d'eau potable sont divers. Pendant la première moitié du XXe siècle, le marché est marqué par la présence quasi exclusive de la fonte grise qui peu à peu partage la place avec l'acier, l'amiante-ciment et le PVC. A partir de1950. Le PVC est plus largement utilisé, la technologie étant mieux maîtrisée. Il domine le marché dans les années 1970 mais connaît un lent déclin é partir de 1975 cédant peu à peu du terrain à la fonte ductile. Celle-ci, apparue discrètement au début des années 60, voit son utilisation Croître jusqu'en 1970.

Tableau V.1 : Comparaison entre les différents types des tuyaux

Résumé	Matériaux constitutifs des canalisations d'eau potable-avantages et inconvénients
<p>La fonte ductile_ est pérenne et dispose d'une profusion (abondance extrême) de pièces pour les branchements et raccordement [mais, présente un nombre de joints important et nécessite des butées "béton" lors des changements de direction pour les joints standards.</p> <p>L'acier permet une réduction importante du nombre de joints et est concurrentiel à la fonte au niveau du prix mais, nécessite une protection cathodique contre la corrosion.</p>	<p>La fonte ductile 41.7 à 5 % de carbone)_: le carbone de la fonte grise se présente sous forme de graphite Lamellaire qui peut entraîner la formation de fissures. La fonte ductile a une meilleure résistance mécanique car elle est à graphite sphéroïdal (GS) ce qui élimine tout risque de propagation des fissures. Pour éviter la corrosion, elle est revêtue intérieurement de mortier de ciment et extérieurement de zinc métallique et de peinture bitumineuse. Lorsque que l'eau est tris agressive, les revêtements sont renforcés_ Les raccords entre tuyaux se font par emboîtement avec joint élastomère, tous les 6 à 8 m (selon le diamètre), Ces joints permettent des orientations angulaires importantes mais exigent des butées en béton ou des systèmes de verrouillage adaptés pour les changements de direction. L'installation de la fonte nécessite un remblai plus soigné que pour l'acier. Par rapport au M. les coûts de manutention sont plus chers car la fonte est plus lourde, tout comme les coûts hors pose pour les diamètres 400 mm</p> <p>L'acier 011 à 1.7 % de carbone) ; L'élasticité de l'acier, déterminée par l'épaisseur du corps et la nuance d'acier utilisée. est plus importante que celle de la fonte. Les risques d'ovalisation sont donc plus grands pour des tubes plus légers. Deux types de revêtements intérieurs sont appliqués pour assurer une protection contre la corrosion : le mortier de ciment pour les petits diamètres (80 à 600 mm) et la résine époxy pour les grands diamètres (500 à 2500 mm). Les revêtements extérieurs sont tri -couches résine époxy de forte adhérence à l'acier et de bonne résistance chimique adhésif copolymère ; polyéthylène (ou polypropylène). Malgré cela, l'acier nécessite une protection cathodique contre la corrosion extérieure_ L'assemblage, réalise par soudure est plus cher que les raccords pratiqués sur la fonte mais assure une bonne étanchéité ainsi qu'une continuité de la résistance mécanique et de la flexibilité de la conduite sans point faible aux joints. L'absence de joint dans les grandes portions rectilignes permet une pose plus rapide celle de la fonte.</p>

Tableau V.1 : Comparaison entre les différents types des tuyaux:

Résumé	Matériaux constitutifs des canalisations d'eau potable-avantages et inconvénients
<p>Le béton est un bon compromis entre l'acier et la fonte (pose continue sans joint, protection cathodique inutile) mais peut affecter les Caractéristiques organoleptiques de l'eau.</p> <p>Le PE: résiste à la corrosion, à la casse et aux IV, permet une manutention plus aisée mais demande un savoir faire spécifique pour les raccords. A des risques d'ovalisation pour les gros diamètres</p>	<p>Le béton âme - tôle : les tuyaux en béton. utilisés pour des diamètres de 400 à 4000 mm. ont un tube médian en acier mince termine par des bagues d'about pour permettre leur assemblage soit par joints soudés et rejointoiement au mortier. soit par joints à garniture en élastomère (petits diamètres). Dans le cas des joints soudés, l'acier garantit l'étanchéité absolue et immédiate de la conduite et participe à sa résistance mécanique. Le béton assure quant à lui une protection contre la corrosion intérieure et extérieure. L'inconvénient du béton est qu'il peut affecter les caractéristiques organoleptiques de l'eau par rélargie de produits.</p> <p>Le FE : le polyéthylène se divise en deux classes selon le procédé de fabrication et les additifs utilisés : le PE haute densité (PFhd) et le PE basse densité (PEbd). plus souple et moins cher. Les diamètres peuvent aller jusqu'à 2500 mm. Pour les petits diamètres, le PE peut s'enrouler en couronne sur des centaines de mètres ce qui permet de diminuer le nombre de raccords et donc le risque de fuites. Sa souplesse lui donne également une grande adaptabilité au sol et une grande résistance au choc mais peut en contrepartie entrainer des risques d'ovalisation pour les plus gros diamètres. Il est inerte chimiquement et donc ne se corode pas. Il résiste aux UV grâce au noir de carbone et est reconnaissable par son liseré bleu spécifique à l'eau potable. Par contre, les raccords demandent un savoir faire spécifique car le collage n'est pas possible : il faut une fusion. Elle se fait par soudure bout à bout (au miroir) ou par électrofusion pour les petits diamètres (chère pour les gros diamètres). La soudure bout à bout à une meilleure résistance mécanique mais sa mise en œuvre sur le terrain est plus lourde.</p>

- Donc d'après ce tableau on opte dans notre projet pour les conduites en P.E.H.D, suite à des nombreux avantages qu'elles procurent.

Tuyaux en P.E.H.D

Les avantages

- ✓ 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.

Les inconvénients :

- ✓ Nécessite une grande technicité pour la jonction.

V.8 CALCUL HYDRAULIQUE DU RESEAU DE DISTRIBUTION POUR L'HORIZON 2030

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

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

V.8.1 Calcul des débits

V.8.1.1 Détermination du débit spécifique

Défini comme étant le rapport entre le débit de pointe et la somme des longueurs des tronçons du réseau, on suppose que les besoins domestiques sont uniformément répartis sur toute la longueur du réseau:

$$Q_{sp} = Q_{\text{pointe}} / \sum L_i$$

Q_{pointe} : Débit de pointe calculé dans le chapitre II (l/s) ;

Q_{sp} : Débit spécifique (l/s/m) ;

$\sum L_i$: Somme des longueurs du tronçon (m).

Tableau V.2 : Détermination de débit spécifique

Heure de pointe	Q Pointe (l/s)	120
	$\sum_{i=1}^{n=75} L_i$ (m)	14482,52
	q_{sp} (l/s/m)	0.008

V.8.1.2 Calcul des débits en route

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

$$Q_{ri} = Q_{sp} * L_i$$

Avec :

Q_{ri} : Débit en route dans le tronçon i (l/s) ;

Q_{sp} : Débit spécifique (l/s/m) ;

L_i : Longueur du tronçon (m).

V.8.1.3 Détermination des débits nodaux

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

$$Q_{ni} = 0.5 \sum Q_{ri-k} + \sum Q_{ci}$$

Où :

Q_{ni} : Débit au nœud i (l/s) ;

$\sum Q_{ri-k}$: La somme des débits en route des tronçons reliés au nœud i (l/s) ;

$\sum Q_{ci}$: La somme des débits concentrés au nœud i (l/s).

❖ Les résultats du calcul des débits sont donnés dans le tableau ci-après :

Tableau V.3 : Calculs des débits routes et nœaux

N° de nœud	Conduite	Début	Fin	Longueur	Qsp	Q _{Route}	$\sum Q_{route}$	Qni
				m	l/s	l/s	l/s	l/s
J-2	p-132	J-14	J-2	158,46	0,008	1,27	5,12	2,56
	P-56	J-64	J-2	187,85		1,50		
	P-59	J-2	J-66	294,28		2,35		
J-3	p-2	J-3	J-4	53,33		0,43	1,09	0,54
	P-3	J-3	J-5	82,36		0,66		
J-4	p-2	J-3	J-4	53,33		0,43	1,37	0,69
	P-4	J-4	J-6	82,23		0,66		
	P-5	J-4	J-7	36,05		0,29		
J-5	P-3	J-3	J-5	82,36		0,66	2,10	1,05
	P-6	J-5	J-6	53,14		0,43		
	P-7	J-5	J-8	127,33		1,02		
J-6	P-6	J-5	J-6	53,14		0,43	2,40	1,20
	P-4	J-6	J-9	82,23		0,66		
	P-8	J-4	J-6	39,56		0,32		
	P-9	J-6	J-10	124,9		1,00		
J-7	P-5	J-4	J-7	36,05		0,29	0,54	0,27
	P-10	J-7	J-11	31		0,25		
J-8	P-7	J-5	J-8	127,33		1,02	2,69	1,34
	P-140	J-8	J-16	151,96		1,22		
	P-141	J-8	J-10	56,42		0,45		
J-9	P-8	J-6	J-9	39,56	0,32	1,05	0,53	
	P-11	J-11	J-9	50,61	0,40			
	P-12	J-9	J-12	41,56	0,33			
J-10	P-9	J-6	J-10	124,9	1,00	3,31	1,65	
	P-13	J-7	J-10	33,95	0,27			
	P-14	J-10	J-12	198,01	1,58			
	P-141	J-8	J-10	56,42	0,45			
J-11	P-10	J-7	J-11	31	0,25	1,47	0,74	
	P-11	J-11	J-9	50,61	0,40			
	P-15	J-11	J-15	102,47	0,82			
J-12	P-12	J-9	J-12	41,56	0,33	1,81	0,91	
	P-17	J-12	J-18	60,29	0,48			
	P-16	J-12	J-17	124,48	1,00			
J-13	P-13	J-7	J-10	33,95	0,27	1,69	1,00	
	P-131	J-13	J-17	49,39	0,40			
	P-134	J-13	J-100	128,25	1,03			

Tableau V.3 : Calculs des débits routes et nodaux (suite)

N° de nœud	Conduite	Début	Fin	Longueur	Qsp	Q _{Route}	$\sum Q_{route}$	Qni
				m	l/s	l/s	l/s	l/s
J-14	p-14	J-10	J-14	198,01	0,008	1,58	3,47	1,73
	P-19	J-16	J-14	46,08		0,37		
	P-18	J-14	J-19	31		0,25		
	p-132	J-14	J-2	158,46		1,27		
J-15	P-15	J-11	J-15	102,47		0,82	1,99	0,99
	p-20	J-15	J-18	47,82		0,38		
	P-21	J-15	J-20	97,97		0,78		
J-16	P-19	J-16	J-14	46,08		0,37	1,58	1,00
	P-140	J-8	J-16	151,96		1,22		
J-17	P-16	J-12	J-17	124,48		1,00	1,39	0,70
	P-131	J-13	J-17	49,39		0,40		
J-18	P-17	J-12	J-18	60,29		0,48	2,41	1,21
	P-20	J-15	J-18	47,82		0,38		
	P-137	J-18	J-101	43,33		0,35		
	P-86	J-18	J-51	150,03		1,20		
J-19	P-18	J-14	J-19	36,05		0,29	0,54	0,27
	P-133	J-19	J-100	31		0,25		
J-20	P-21	J-15	J-20	127,33		1,02	2,23	1,50
	P-22	J-20	J-21	151,96		1,22		
J-21	P-22	J-20	J-21	46,67		0,37	2,76	1,38
	P-136	J-101	J-21	54,94		0,44		
	P-139	J-21	J-53	242,88		1,94		
J-22	P-23	J-22	J-23	28,54		0,23	2,54	1,27
	P-69	J-22	J-24	289,33		2,31		
J-23	P-23	J-22	J-23	28,54		0,23	5,27	2,64
	P-55	J-23	J-39	630,65		5,05		
J-24	P-24	J-24	J-25	45,76		0,37	3,43	1,72
	P-142	J-24	J-102	94,13		0,75		
	P-69	J-22	J-9	289,33	2,31			
J-25	P-24	J-24	J-25	45,76	0,37	1,61	0,80	
	P-25	J-25	J-26	95,32	0,76			
	P-26	J-25	J-26	59,7	0,48			
J-26	P-25	J-25	J-26	95,32	0,76	2,40	1,20	
	P-27	J-26	J-28	62,65	0,50			
	P-28	J-26	J-29	93,05	0,74			
	P-143	J-26	J-102	48,83	0,39			

Tableau V.3 : Calculs des débits routes et nodaux (suite)

N° de nœud	Conduite	Début	Fin	Longueur	Qsp	Q _{Route}	$\sum Q_{route}$	Q _{ni}
				m	l/s	l/s	l/s	l/s
J-27	P-26	J-25	J-26	59,7	0,008	0,48	2,13	1,07
	P-29	J-27	J-28	93,32		0,75		
	P-85	J-27	J-32	113,85		0,91		
J-28	P-27	J-26	J-28	62,65		0,50	2,16	1,08
	P-29	J-27	J-28	93,32		0,75		
	p-30	J-28	J-30	113,46		0,91		
J-29	P-28	J-26	J-29	93,05		0,74	1,24	0,62
	P-31	J-29	J-31	61,99		0,50		
J-30	p-30	J-28	J-30	113,46		0,91	2,51	1,25
	P-32	J-32	J-30	94,33		0,75		
	P-33	J-30	J-33	105,52		0,84		
J-31	P-31	J-29	J-31	61,99		0,50	2,58	1,29
	P-34	J-31	J-34	216,18		1,73		
	P-35	J-31	J-35	43,89		0,35		
J-32	P-32	J-32	J-30	94,33		0,75	2,00	1,50
	P-71	J-32	J-69	41,39	0,33			
	P-85	J-27	J-32	113,85	0,91			
J-33	P-33	J-30	J-33	105,52	0,84	2,34	1,17	
	P-36	J-36	J-33	94,23	0,75			
	P-65	J-33	J-34	92,76	0,74			
J-34	P-65	J-33	J-34	92,76	0,74	4,41	2,21	
	P-37	J-34	J-37	242,88	1,94			
	P-34	J-34	J-31	216,18	1,73			
J-35	P-35	J-31	J-35	43,89	0,35	2,09	1,05	
	P-67	J-35	J-37	217,63	1,74			
J-36	P-70	J-36	J-69	63,99	0,51	2,52	1,00	
	P-38	J-36	J-38	72,82	0,58			
	P-36	J-36	J-33	94,23	0,75			
	P-80	J-68	J-36	83,67	0,67			
J-37	P-37	J-35	J-37	242,88	1,94	3,68	1,84	
	P-67	J-25	J-37	217,63	1,74			
J-38	P-38	J-36	J-26	72,82	0,58	2,23	1,12	
	P-39	J-41	J-38	134,87	1,08			
	P-77	J-38	J-67	71,24	0,57			

Tableau V.3 : Calculs des débits routes et nœaux (suite)

N° de nœud	Conduite	Début	Fin	Longueur	Qsp	Q _{Route}	$\sum Q_{route}$	Qni
				m	l/s	l/s	l/s	l/s
J-39	P-40	J-39	J-40	51	0,008	0,41	6,30	3,15
	P-73	J-39	J-70	105,48		0,84		
	P-55	J-25	J-30	630,65		5,05		
J-40	P-40	J-39	J-40	51		0,41	2,45	1,49
	P-79	J-40	J-68	50,41		0,40		
	p-93	J-40	J-41	72,82		0,58		
	P-75	J-40	J-71	131,46		1,05		
J-41	p-93	J-40	J-41	72,82		0,58	2,20	1,10
	p-39	J-41	J-38	134,87		1,08		
	P-41	J-41	J-42	67,6		0,54		
J-42	P-41	J-41	J-42	67,6		0,54	1,86	0,93
	P-42	J-42	J-45	27,26		0,22		
	P-64	J-31	J-34	137,89		1,10		
J-43	P-78	J-67	J-43	63,5		0,51	1,26	0,63
	P-63	J-46	J-43	94,33		0,75		
J-44	P-92	J-44	J-46	79,54		0,64	2,22	1,11
	P-74	J-71	J-44	79,93		0,64		
	P-44	J-44	J-47	38,97		0,31		
	P-45	J-44	J-48	78,79		0,63		
J-45	P-42	J-45	J-42	27,26		0,22	0,73	0,36
	P-43	J-45	J-46	63,76		0,51		
J-46	P-43	J-45	J-46	63,76		0,51	1,90	0,95
	P-92	J-44	J-46	79,54		0,64		
	P-63	J-46	J-43	94,33		0,75		
J-47	P-44	J-44	J-47	38,97		0,31	1,69	0,85
	P-46	J-47	J-49	90,23		0,72		
	P-72	J-70	J-47	82,16		0,66		
J-48	P-45	J-44	J-48	78,79		0,63	0,97	0,48
	P-47	J-48	J-49	42,18		0,34		
J-49	P-47	J-48	J-49	42,18		0,34	1,06	0,53
	P-46	J-47	J-49	90,23	0,72			
J-50	P-48	J-50	J-51	102,53	0,82	1,71	0,86	
	P-135	J-50	J-100	111,26	0,89			

Tableau V.3 : Calculs des débits routes et nœuds (suite)

N °de nœud	Conduite	Début	Fin	Longueur	Qsp	Q _{Route}	$\sum Q_{route}$	Qni
				m	l/s	l/s	l/s	l/s
J-51	P-48	J-50	J-51	102,53	0,008	0,82	2,15	1,07
	P-86	J-51	J-18	150,03		1,20		
	P-112	J-51	J-52	15,7		0,13		
J-52	P-112	J-51	J-52	15,7		0,13	5,19	2,60
	P-138	J-52	J-101	151,96		1,22		
	p-60	J-52	J-54	152,62		1,22		
	P-91	J-52	J-58	329,02		2,63		
J-53	p-139	J-21	J-53	242,88		1,94	3,80	1,90
	p-68	J-53	J-51	231,93		1,86		
J-54	p-68	J-53	J-51	231,93		1,86	6,21	3,11
	P-61	J-54	J-55	392,21		3,14		
	p-60	J-52	J-54	152,62		1,22		
J-55	P-61	J-54	J-55	392,21		3,14	4,44	2,22
	P-50	J-55	J-57	63,5		0,51		
	P-49	J-55	J-56	98,99		0,79		
J-56	P-49	J-55	J-56	98,99		0,79	2,00	1,00
	P-51	J-58	J-56	37,95		0,30		
	P-90	J-56	J-60	113,26		0,91		
J-57	P-50	J-55	J-57	51,69		0,41	3,33	1,67
	P-62	J-57	J-59	365		2,92		
J-58	P-51	J-58	J-56	37,95		0,30	3,86	1,93
	P-87	J-58	J-72	116,14		0,93		
	P-91	J-52	J-58	329,02		2,63		
J-59	P-94	J-59	J-61	140,51		1,12	4,04	2,02
	P-62	J-57	J-59	365	2,92			
J-60	P-81	J-72	J-60	90,23	0,72	2,10	1,05	
	P-52	J-60	J-62	58,81	0,47			
	P-90	J-56	J-60	113,26	0,91			
J-61	P-94	J-61	J-59	140,51	1,12	2,78	1,39	
	P-53	J-61	J-63	116,67	0,93			
	P-111	J-61	J-74	90,23	0,72			

Tableau V.3 : Calculs des débits routes et nodaux (suite)

N °de nœud	Conduite	Début	Fin	Longueur	Qsp	Q _{Route}	$\sum Q_{route}$	Qni
				m	l/s	l/s	l/s	l/s
J-62	P-82	J-73	J-62	39,49	0,008	0,32	1,32	0,66
	P-52	J-60	J-62	58,81		0,47		
	P-54	J-62	J-63	66,09		0,53		
J-63	P-83	J-74	J-63	39,72		0,32	1,78	0,89
	P-54	J-63	J-62	66,09		0,53		
	p-53	J-63	J-61	116,67		0,93		
J-64	P-56	J-64	J-2	187,85		1,50	3,85	1,92
	p-57	J-64	J-65	293,26		2,35		
J-65	p-57	J-64	J-65	293,26		2,35	3,84	1,92
	p-58	J-65	J-66	186,37		1,49		
J-66	p-58	J-65	J-66	186,37		1,49	3,85	1,92
	p-59	J-2	J-66	294,28		2,35		
J-67	P-77	J-38	J-67	71,24		0,57	2,18	1,09
	P-78	J-67	J-43	63,5		0,51		
	P-64	J-42	J-67	137,89		1,10		
J-70	P-72	J-70	J-47	82,16		0,66	1,81	0,91
	P-73	J-70	J-39	105,48		0,84		
	P-76	J-70	J-71	38,93		0,31		
J-71	P-76	J-70	J-71	38,93		0,31	2,00	1,00
	P-75	J-40	J-71	131,46		1,05		
	P-74	J-71	J-44	79,93		0,64		
J-72	P-81	J-72	J-60	90,23	0,72	2,11	1,05	
	P-88	J-72	J-73	57,14	0,46			
	P-87	J-58	J-72	116,14	0,93			
J-73	P-82	J-73	J-62	39,49	0,32	1,31	0,65	
	P-89	J-73	J-74	66,75	0,53			
	P-88	J-72	J-73	57,14	0,46			

Tableau V.3 : Calculs des débits routes et nodaux (suite)

N° de nœud	Conduite	Début	Fin	Longueur	Qsp	Q _{Route}	$\sum Q_{route}$	Q _{ni}
				m	l/s	l/s	l/s	l/s
J-74	P-89	J-73	J-74	66,75	0,008	0,53	1,83	0,92
	P-83	J-74	J-63	39,721		0,32		
	P-111	J-74	J-61	122,77		0,98		
J-75	P-95	J-76	J-75	83,25		0,67	1,79	0,89
	P-116	J-75	J-79	140,22		1,12		
J-76	p-95	J-76	J-75	83,25		0,67	1,72	0,86
	p-113	J-76	J-93	132,22		1,06		
J-79	P-99	J-79	J-80	103,65		0,83	2,63	1,31
	p-114	J-79	J-93	84,76		0,68		
	p-116	J-75	J-79	140,22		1,12		
J-80	P-99	J-79	J-80	103,65		0,83	2,35	1,17
	P-118	J-80	J-94	59,9		0,48		
	P-100	J-80	J-81	130,05		1,04		
J-81	P-100	J-80	J-81	130,05		1,04	2,67	1,34
	P-101	J-81	J-82	117,39		0,94		
	P-120	J-81	J-95	86,53		0,69		
J-82	P-101	J-81	J-82	117,39		0,94	2,92	1,46
	P-102	J-82	J-96	138,42		1,11		
	P-123	J-82	J-47	108,8		0,87		
J-83	P-102	J-82	J-96	138,42		1,11	2,88	1,44
	P-103	J-83	J-84	114,54		0,92		
	P-104	J-83	J-85	107,39	0,86			
J-84	P-103	J-83	J-84	114,54	0,92	2,45	1,23	
	P-121	J-96	J-84	90,82	0,73			
	P-124	J-84	J-97	101,06	0,81			
J-85	P-104	J-83	J-85	107,39	0,86	3,44	1,72	
	P-130	J-85	J-97	120,44	0,96			
	P-105	J-85	J-86	202,24	1,62			

Tableau V.3 : Calculs des débits routes et nodaux (suite)

N° de nœud	Conduite	Début	Fin	Longueur	Qsp	Q _{Route}	$\sum Q_{route}$	Q _{ni}
				m	l/s	l/s	l/s	l/s
J-86	P-105	J-85	J-86	202,24	0,008	1,62	3,13	1,56
	P-106	J-86	J-87	95,94		0,77		
	P-107	J-86	J-88	92,63		0,74		
J-87	P-106	J-86	J-87	95,94		0,77	2,38	1,19
	P-128	J-98	J-87	90,17		0,72		
	P-129	J-87	J-99	112,01		0,90		
J-88	P-107	J-86	J-88	92,63		0,74	2,37	1,18
	p-108	J-88	J-89	63,89		0,51		
	P-127	J-88	J-89	139,14		1,11		
J-89	p-108	J-79	J-89	63,89		0,51	1,36	0,68
	p-109	J-89	J-90	105,62		0,84		
J-90	p-109	J-89	J-90	105,62		0,84	0,84	0,42
J-91	P-110	J-91	J-92	73,41		0,59	1,13	0,56
	P-126	J-91	J-98	67,24		0,54		
J-92	P-110	J-91	J-92	73,41		0,59	0,59	0,29
J-93	P-113	J-76	J-93	132,22	1,06	2,62	1,31	
	P-114	J-79	J-93	84,76	0,68			
	P-117	J-93	J-94	110,96	0,89			
J-94	P-117	J-93	J-94	110,96	0,89	2,38	1,19	
	P-118	J-80	J-94	59,9	0,48			
	P-119	J-94	J-95	126,51	1,01			
J-95	P-119	J-94	J-95	126,51	1,01	3,13	1,57	
	P-120	J-81	J-95	86,53	0,69			
	P-122	J-95	J-96	178,8	1,43			
J-96	P-122	J-95	J-96	178,8	1,43	3,03	1,51	
	P-123	J-82	J-96	108,8	0,87			
	P-121	J-96	J-84	90,82	0,73			

Tableau V.3 : Calculs des débits routes et nodaux (suite et fin)

N° de nœud	Conduite	Début	Fin	Longueur	Qsp	Q _{Route}	$\sum Q_{route}$	Qni
				m	l/s	l/s	l/s	l/s
J-97	P-124	J-84	J-97	101,06	0,008	0,81	2,58	1,29
	P-130	J-85	J-97	120,44		0,96		
	P-125	J-97	J-98	100,7		0,81		
J-98	P-125	J-97	J-98	100,7		0,81	2,24	1,12
	P-126	J-91	J-98	67,24		0,54		
	P-128	J-87	J-98	112,01		0,90		
J-99	P-129	J-87	J-99	112,01		0,90	2,01	1,20
	P-127	J-88	J-89	139,14		1,11		
J-100	P-133	J-19	J-100	70,36		0,56	2,48	1,25
	p-135	J-100	J-50	111,26		0,89		
	p-134	J-100	J-13	128,25		1,03		
J-101	p-137	J-18	J-101	43,33		0,35	2,00	1,30
	P-136	J-101	J-21	54,94		0,44		
	P-138	J-52	J-101	151,96		1,22		
J-102	P-142	J-24	J-102	94,13		0,75	1,14	0,58
	P-143	J-102	J-26	48,83	0,39			

V.8.2 Répartition arbitraire des débits

Après le calcul des débits aux nœuds, nous pouvons donc faire la répartition arbitraire des débits pour pouvoir déterminer les diamètres dans chaque tronçon.

V.8.3 Détermination des diamètres et des vitesses

Connaissant le débit arbitraire nous pourrions déterminer les diamètres avantageux pour chaque tronçon du réseau à travers l'abaque (voir annexe N°1) et avec la formule de la continuité nous

déterminons la vitesse: $V_0 = \frac{Q}{A} = \frac{4Q}{\pi D^2}$

V.9 RESULTATS DE LA SIMULATION

➤ Cas de pointe

Tableau V.4 : Résultats de la simulation sur les nœuds

Nœud	Elévation (m)	Demande (L/s)	Charge(m)	Pressure (m H2O)
J-1	513	0	547,5	34,4
J-2	509,32	2,56	543,78	34,4
J-3	509,9	0,54	547,44	37,5
J-4	508,85	0,69	547,17	38,2
J-5	508,3	1,05	547,38	39
J-6	507,35	1,2	546,73	39,3
J-7	507,8	0,27	547,07	39,2
J-8	511,8	1,34	546,77	34,9
J-9	506,4	0,53	546,62	40,1
J-10	510,6	1,65	546,43	35,8
J-11	507,4	0,74	546,57	39,1
J-12	505,8	0,91	546,32	40,4
J-13	509,9	1	545,78	35,8
J-14	507,3	1,73	545,47	38,1
J-15	505,6	0,99	544,65	39
J-16	509,8	1	546,73	36,9
J-17	508,7	0,7	545,92	37,1
J-18	504,3	1,21	543,62	39,2
J-19	506,04	0,27	545,46	39,3
J-20	502,16	1,5	543,39	41,1
J-21	501,48	1,38	543,1	41,5
J-22	494,93	1,27	526,5	31,5
J-23	491,27	2,64	526,42	35,1
J-24	496,86	1,72	532,11	35,2
J-25	498,1	0,8	533,39	35,2
J-26	500,27	1,2	533,7	33,4
J-27	499,04	1,07	535,11	36
J-28	501,15	1,08	534,43	33,2
J-29	503,36	0,62	534,02	30,6
J-30	501,87	1,25	535,59	33,7
J-31	504,36	1,29	534,35	29,9
J-32	499,52	1,71	536,62	37
J-33	502,71	1,17	536,38	33,6
J-34	507,3	2,21	536,46	29,1

Tableau V.4: Résultats de la simulation sur les nœuds (suite)

Nœud	Elévation (m)	Demande (L/s)	Charge(m)	Pressure (m H2O)
J-35	506,43	1,05	534,57	28,1
J-36	499,9	1,97	537,18	37,2
J-37	490	1,84	536,54	46,4
J-38	500,49	1,12	538,25	37,7
J-39	498,98	3,15	537,52	38,5
J-40	498,32	1,49	537,7	39,3
J-41	499,24	1,1	538,08	38,8
J-42	499,84	0,93	538,44	38,5
J-43	500,72	0,63	538,89	38,1
J-44	501,32	1,11	536,19	34,8
J-45	499,91	0,36	538,6	38,6
J-46	500,25	0,95	538,96	38,6
J-47	502,22	0,85	536,23	33,9
J-48	501,9	0,48	536,08	34,1
J-49	503,38	0,53	536,08	32,6
J-50	504,04	0,86	544,05	39,9
J-51	506	1,07	542,94	36,9
J-52	503,4	2,6	542,74	39,3
J-53	494,7	2,2	542,91	48,1
J-54	498,19	3,11	542,41	44,1
J-55	504,79	2,22	538,86	34
J-56	505,82	1	539,02	33,1
J-57	501,43	1,67	537,32	35,8
J-58	504,3	1,93	539,42	35,1
J-59	504,66	2,02	535,82	31,1
J-60	506,14	1,05	538,49	32,3
J-61	504,12	1,39	536,79	32,6
J-62	504,6	0,66	538,21	33,5
J-63	504,12	0,89	537,85	33,7
J-64	504	1,92	542,32	38,2
J-65	504,62	1,92	543,11	38,4
J-66	504,6	1,92	543,45	38,8
J-67	500,93	1,09	538,74	37,7
J-68	500,67	0,91	536,41	35,7
J-69	500,19	1	536,74	36,5
J-70	507,05	1,05	538,71	31,6
J-71	506,04	0,65	538,39	32,3
J-72	504,96	0,92	537,73	32,7
J-73	522	0,89	544,86	22,8
J-74	523,42	0,86	545,26	21,8
J-75	521,4	0	545,47	24

Tableau V.4 : Résultats de la simulation sur les nœuds (suite et fin)

Nœud	Elévation (m)	Demande (L/s)	Charge(m)	Pressure (m H2O)
J-76	522,9	0	545,81	22,9
J-77	517,45	1,31	543,79	26,3
J-78	510,5	1,17	543,35	32,8
J-79	510,9	1,34	543,07	32,1
J-80	511,89	1,46	542,81	30,9
J-81	510	1,44	542,02	32
J-82	503,62	1,23	541,93	38,2
J-83	505,98	1,72	540,39	34,3
J-84	503,6	1,56	539,53	35,9
J-85	501,9	1,19	539,22	37,2
J-86	506,8	1,18	537,96	31,1
J-87	509,11	0,68	537,55	28,4
J-88	502,21	0,42	537,44	35,2
J-89	502,2	0,56	538,49	36,2
J-90	501,6	0,29	538,45	36,8
J-91	517	1,31	544,2	27,1
J-92	511,17	1,19	543,78	32,5
J-93	508,19	1,57	543,43	35,2
J-94	508	1,51	542,31	34,2
J-95	502	1,29	539,28	37,2
J-96	501,4	1,12	538,75	37,3
J-97	501	1	538,1	37
J-98	506,6	1,24	545,44	38,8
J-99	502,8	1	543,4	40,5
J-100	500	0,57	532,89	32,8

Tableau V.5 : Résultats de la simulation sur les conduites

N° de conduite	Nœud de départ	Nœud d'arrivé	Diamètre (mm)	Débit (L/s)	Vitesse (m/s)	Longueur (m)
P-1	R-2	J-1	300	50,45	0,71	404,36
P-2	J-3	J-4	200	36,87	1,17	53,33
P-3	J-3	J-5	200	13,04	0,42	82,36
P-4	J-4	J-6	160	21,39	1,06	82,23
P-5	J-4	J-7	160	14,79	0,74	36,05
P-6	J-5	J-6	50	1,56	0,8	53,14
P-7	J-5	J-8	125	10,43	0,85	127,33
P-8	J-6	J-9	125	7,87	0,64	39,56
P-9	J-6	J-10	160	13,88	0,69	124,9
P-10	J-7	J-11	110	14,52	1,53	31
P-11	J-11	J-9	90	1,87	0,29	50,61
P-12	J-9	J-12	90	5,47	0,86	41,56
P-13	J-10	J-13	75	5,77	1,31	33,95
P-14	J-10	J-14	110	7,54	0,79	198,01
P-15	J-11	J-15	110	15,65	1,65	102,47
P-16	J-12	J-17	63	1,4	0,45	124,48
P-17	J-12	J-18	50	3,16	1,61	60,29
P-18	J-14	J-19	200	8,6	0,27	31
P-19	J-16	J-14	75	7,01	1,59	46,08
P-20	J-15	J-18	90	9,98	1,57	47,82
P-21	J-15	J-20	75	4,68	1,06	97,97
P-22	J-20	J-21	75	3,18	0,72	46,67
P-23	J-22	J-23	50	0,74	0,37	28,54
P-24	J-25	J-24	50	2,45	1,25	45,76
P-25	J-26	J-25	50	0,77	0,39	95,32
P-26	J-27	J-25	50	2,49	1,27	59,7
P-27	J-28	J-26	50	1,52	0,78	62,65
P-28	J-29	J-26	75	2,29	0,52	93,05
P-29	J-27	J-28	50	1,18	0,6	93,32
P-30	J-30	J-28	50	1,42	0,72	113,46
P-31	J-31	J-29	75	2,91	0,66	61,99
P-32	J-32	J-30	50	1,47	0,75	94,33
P-33	J-30	J-33	50	1,2	0,61	105,52
P-34	J-34	J-31	50	1,38	0,71	216,18
P-35	J-35	J-31	75	2,81	0,64	43,89
P-36	J-36	J-33	50	1,28	0,65	94,23
P-37	J-37	J-34	110	4,68	0,49	39,06

Tableau V.5 : Résultats de la simulation sur les conduites (suite)

N° de conduite	Nœud de départ	Nœud d'arrivé	Diamètre (mm)	Débit (L/s)	Vitesse (m/s)	Longueur (m)
P-38	J-38	J-36	50	1,73	0,88	72,82
P-39	J-38	J-41	50	0,47	0,24	134,87
P-40	J-40	J-39	110	6,49	0,68	51
P-41	J-42	J-41	160	21,49	1,07	67,6
P-42	J-45	J-42	160	21,81	1,08	27,26
P-43	J-46	J-45	160	22,17	1,1	63,76
P-44	J-44	J-47	50	0,43	0,22	38,97
P-45	J-44	J-48	50	0,48	0,24	78,79
P-46	J-47	J-49	50	0,53	0,27	90,23
P-47	J-48	J-49	50	0	0	42,18
P-48	J-50	J-51	110	11,7	1,23	102,53
P-49	J-55	J-56	50	0,51	0,26	98,99
P-50	J-55	J-57	50	2,54	1,29	51,69
P-51	J-58	J-56	75	4,23	0,96	37,95
P-52	J-60	J-62	75	2,69	0,61	58,81
P-53	J-63	J-61	50	1,33	0,68	116,67
P-54	J-62	J-63	75	2,95	0,67	66,09
P-55	J-39	J-23	50	1,9	0,97	630,65
P-56	J-2	J-64	50	1,23	0,62	187,85
P-57	J-64	J-65	50	0,69	0,35	293,26
P-58	J-65	J-66	90	-2,61	0,41	186,37
P-59	J-2	J-66	50	0,43	0,22	294,28
P-60	J-52	J-54	125	6,75	0,55	152,62
P-61	J-54	J-55	75	4,25	0,96	329,21
P-62	J-57	J-59	50	0,87	0,44	365
P-63	J-46	J-43	160	5,66	0,28	165,31
P-64	J-67	J-42	50	0,61	0,31	137,89
P-65	J-33	J-34	75	1,09	0,25	92,76
P-66	R-1	J-37	110	10,38	1,09	52,71
P-67	J-37	J-35	75	3,86	0,87	217,63
P-68	J-53	J-54	50	0,61	0,31	231,93
P-69	J-24	J-22	50	2,01	1,02	289,33
P-70	J-68	J-47	75	1,81	0,41	82,16
P-71	J-39	J-68	50	1,44	0,73	105,48
P-72	J-69	J-44	50	1,16	0,59	79,93
P-73	J-40	J-69	75	3,44	0,78	131,46
P-74	J-69	J-68	50	1,29	0,65	38,93
P-75	J-67	J-38	75	3,32	0,75	71,24
P-76	J-43	J-67	110	5,03	0,53	63,5
P-77	J-70	J-60	50	1,03	0,52	40,84
P-78	J-71	J-62	50	0,92	0,47	39,49
P-79	J-1	J-3	300	50,45	0,71	53,33
P-80	J-32	J-27	75	4,74	1,07	113,85
P-81	J-18	J-51	110	7,31	0,77	150,03

Tableau V.5 : Résultats de la simulation sur les conduites (suite)

N° de conduite	Nœud de départ	Nœud d'arrivé	Diamètre (mm)	Débit (L/s)	Vitesse (m/s)	Longueur (m)
P-82	J-58	J-70	90	5,05	0,79	116,14
P-83	J-70	J-71	75	2,97	0,67	57,14
P-84	J-71	J-72	50	1,4	0,71	66,75
P-85	J-56	J-60	75	2,71	0,61	113,26
P-86	J-52	J-58	110	11,2	1,18	329,02
P-87	J-41	J-40	160	20,86	1,04	72,82
P-88	J-61	J-59	50	1,15	0,59	140,51
P-89	J-74	J-73	125	10,53	0,86	83,25
P-90	J-75	J-74	250	59,17	1,21	50,25
P-91	J-76	J-75	250	59,17	1,21	85,28
P-92	R-3	J-76	250	59,17	1,21	296,25
P-93	J-77	J-78	160	18,87	0,94	103,65
P-94	J-78	J-79	250	42,73	0,87	130,05
P-95	J-79	J-80	250	42,27	0,86	117,39
P-96	J-80	J-81	200	39,89	1,27	138,42
P-97	J-81	J-82	75	1,02	0,23	114,54
P-98	J-81	J-83	160	37,42	1,86	107,39
P-99	J-83	J-84	110	7,02	0,74	202,24
P-100	J-84	J-85	90	3,58	0,56	95,94
P-101	J-84	J-86	50	1,87	0,95	92,63
P-102	J-86	J-87	50	1,1	0,56	63,89
P-103	J-87	J-88	50	0,42	0,21	105,62
P-104	J-89	J-90	50	0,29	0,15	73,41
P-105	J-72	J-61	50	1,21	0,62	122,77
P-106	J-51	J-52	125	17,95	1,46	15,5
P-107	J-74	J-91	200	47,77	1,52	132,22
P-108	J-91	J-77	125	10,54	0,86	84,76
P-109	J-66	J-91	90	4,1	0,64	180,99
P-110	J-73	J-77	110	9,64	1,01	140,22
P-111	J-91	J-92	200	31,82	1,01	110,96
P-112	J-92	J-78	160	25,03	1,24	59,9
P-113	J-92	J-93	110	5,61	0,59	126,51
P-114	J-93	J-79	50	0,88	0,45	86,53
P-115	J-94	J-82	75	2,57	0,58	90,82
P-116	J-93	J-94	75	3,16	0,72	178,8
P-117	J-80	J-94	50	0,92	0,47	108,8
P-118	J-82	J-95	50	2,36	1,2	101,06
P-119	J-95	J-96	50	0,98	0,5	100,7
P-120	J-96	J-89	50	0,85	0,43	67,24

Tableau V.5 : Résultats de la simulation sur les conduites (suite et fin)

N° de conduite	Nœud de départ	Nœud d'arrivé	Diamètre (mm)	Débit (L/s)	Vitesse (m/s)	Longueur (m)
P-121	J-86	J-97	50	0,41	0,21	139,14
P-122	J-85	J-96	50	0,99	0,5	90,17
P-123	J-85	J-97	50	1,41	0,72	112,01
P-124	J-83	J-95	160	28,69	1,43	120,44
P-125	J-17	J-13	50	0,7	0,36	49,39
P-126	J-14	J-2	75	4,22	0,96	158,46
P-127	J-19	J-98	200	8,33	0,27	70,36
P-128	J-13	J-98	110	5,48	0,58	128,25
P-129	J-98	J-50	110	12,56	1,32	111,26
P-130	J-99	J-21	50	1,01	0,52	54,94
P-131	J-18	J-99	90	4,61	0,73	43,33
P-132	J-99	J-52	75	2,6	0,59	151,96
P-133	J-21	J-53	110	2,81	0,3	242,88
P-134	J-8	J-16	200	8,01	0,26	151,96
P-135	J-8	J-10	50	1,08	0,55	56,42
P-136	J-100	J-24	50	1,27	0,65	94,13
P-137	J-26	J-100	50	1,84	0,94	48,83
P-138	J-95	J-46	200	28,78	0,92	100,04
P-139	J-63	J-72	50	0,73	0,37	39,72
P-140	J-40	J-36	125	9,44	0,77	134,09
P-141	J-36	J-32	110	7,92	0,83	105,35

NB :

Après la projection d'un autre réseau de distribution nous remarquons que nous avons des pressions acceptables (2-6) bars dans tous les nœuds du réseau, donc la répartition des pressions est bonne.

Pour la simulation sur les conduites nous avons remarqués que **85%** des vitesses sont entre 0.5 m/s et 1.5 m/s, la chose qui confirme le bon écoulement de l'eau dans les conduites et éviter leurs entartrages. Des vitesses faibles ont été constatées (inferieures à 0,5 m/s) mais ça s'influe pas sur notre réseau de distribution, la vitesse max dans notre réseau est de 1,86m/s.

➤ Cas de pointe+incendie

Pour le cas du pointe+incendie on a fait le même travail que le précédent (cas de la pointe) sauf qu'on doit assurer le débit d'incendie (17l/s) dans le nœud le plus défavorable (J-3 dans notre projet)

-la simulation sur les nœuds nous a données des pressions acceptables (2-6) bars dans tous les nœuds du réseau

Pour la simulation sur les conduites nous avons remarqué qu'il ya des vitesses faibles inférieures à 0,5 m/s et des vitesses supérieure à 1,5 m/s.

V.10 CONCLUSION

A la fin de ce chapitre on peut dire qu'après la conception du réseau, un bon fonctionnement du réseau a été remarqué, et cela s'est traduit par l'apparition de bonnes pressions aux nœuds et des bonnes vitesses d'écoulement dans les conduites.

VI.1 INTRODUCTION

Les adductions sont nécessaires pour assurer le transport de l'eau entre le point de captage et le point d'accumulation. Dans la pratique ces points sont relativement éloignés l'un de l'autre. Parfois ils peuvent se trouver à des distances considérables. Les ouvrages d'adduction sont généralement de différentes dimensions. Nous devons examiner toutes les conditions dans lesquelles devra être établie notre canalisation, tout d'abord du point de vue technique puis économique. Etant donné que les deux aspects sont liés entre eux, l'étude nous permettra de choisir la meilleure solution.

VI.2 TYPE D'ADDUCTION

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

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

VI.2.1 Adduction gravitaire

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

- A surface libre.
- En charge.

VI.2.2 Adduction par refoulement

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

VI.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.

VI.3 CHOIX DU TRACE DES ADDUCTIONS

Le choix du tracé des conduites d'adductions doit tenir compte de certains impératifs que l'on se forcera dans la mesure du possible de respecter.

Le tracé doit être le plus court possible entre les forages et le réservoir d'accumulation

Aux points hauts du tracé, peuvent se présenter des bulles d'air difficile à évacuer où des ventouses seront exigées ainsi apparaît la nécessité d'éviter autant que possible les contres-pentes.

Il serait préférable de suivre les accotements des routes pour faciliter leurs poses et leurs exploitations (détection des fuites.....) ainsi un accès rapide pour leurs entretiens et l'acheminement des matériaux.

L'examen des conditions dans lesquelles seront établies ces canalisations, aussi bien au point de vue technico-économique.

VI.4 CHOIX DU MATERIAU

Le choix du type de matériau pour l'établissement des conduites dépend essentiellement de leurs aspects techniques et économiques.

Le choix porté sur les différentes conduites se fait en fonction :

- Du diamètre.
- Des pressions supportées.
- Des conditions d'installation.
- Des revêtements.
- Du prix unitaire.
- Du type de sol.

Dans ce projet, nous avons opté pour les conduites en :

- PEHD et cela en raison des avantages qu'ils présentent :
 - Disponibilité sur le marché ; production locale(PEHD).
 - Permettre une pose simple et adéquate (poids faible) (PEHD).
 - Résistance à des grandes pressions (> à 20 bars).
 - Réduction des pièces spéciales en assemblage.
 - Adaptation aux terrains accidentés(PEHD).
 - Une très faible rugosité (conduite lisse, notamment le PEHD).
 - L'assemblage des tuyaux se fait par :
 - Le soudage bout à bout, c'est une technique d'assemblage des thermoplastiques par la fusion des extrémités de deux éléments tubulaires au moyen d'une plaque chauffante (pour les conduites en PEHD)
 - Les accessoires comme les coudes et les vannes, (pour les conduites en Fonte)

VI.4.1 Schéma hydraulique

La variante qu'on a proposée pour le schéma hydraulique de notre adduction est :

- ☛ Le réservoir 1000m³ est alimenté a partir des : forage Djaouhar et Ain el Bidha qui sont équipées et en service, et aussi a partir de forage Djaouhar(2) et Djaouhar(3) qui ne sont pas en service, cette adduction est existante (fig VI.1)
- ☛ Le réservoir 1000m³ est alimenté le réservoir de 250m³ au moyen d'une conduite gravitaire de diamètre 160mm en PVC.
 - ☛ Dans ce chapitre on veut dimensionner l'adduction qui est entre le nouveau forage et le réservoir de 300m³ projeté sur une longueur de 1850, 8m.

Après la proposition du schéma hydraulique de l'adduction on passe maintenant à la détermination des diamètres des conduites.

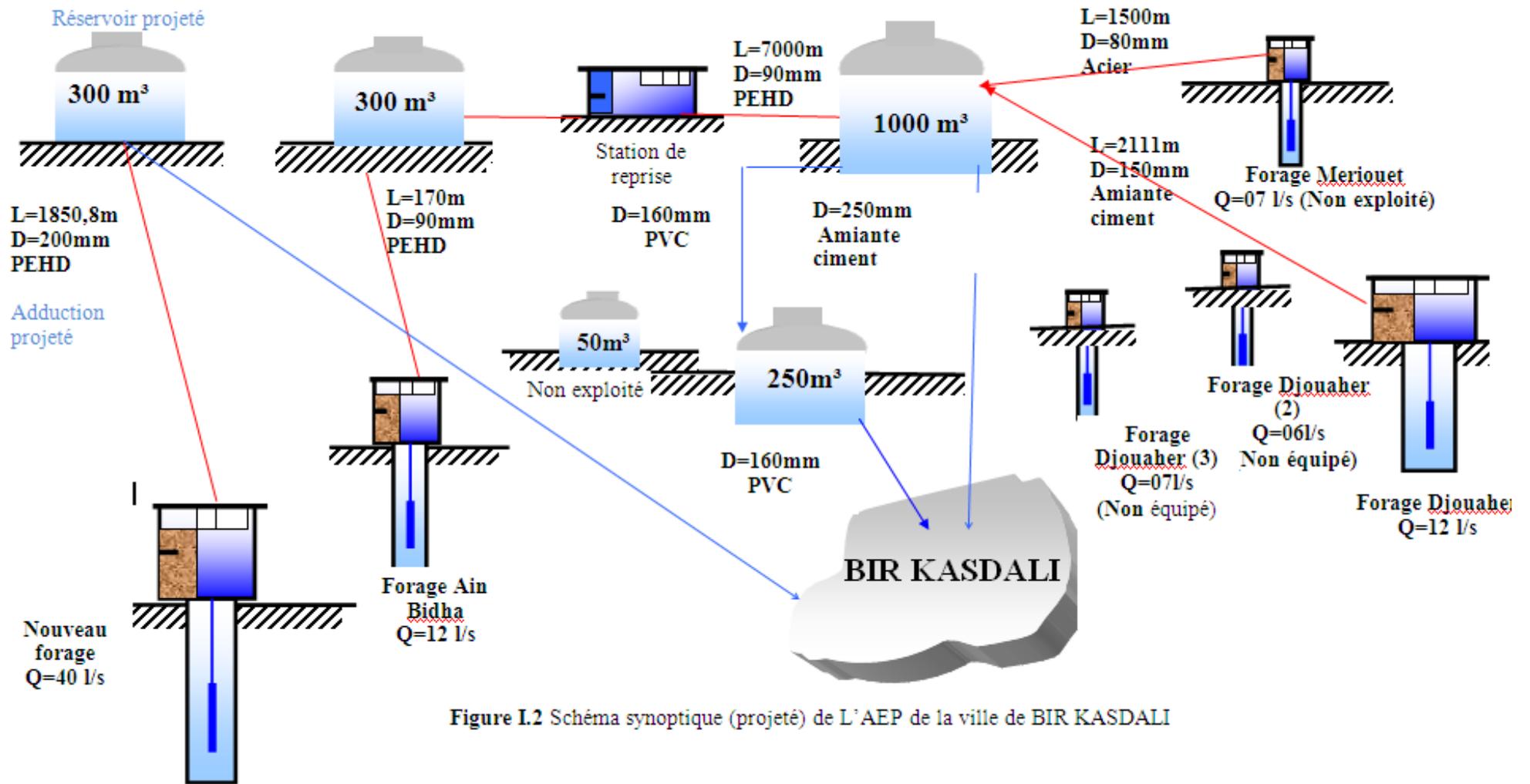


Figure I.2 Schéma synoptique (projeté) de L'AEP de la ville de BIR KASDALI

VI.5 CALCUL HYDRAULIQUE

VI.5.1 Méthode de calcul

➤ Cas de refoulement

VI .5.1.1 Diamètre économique

On peut déterminer approximativement le diamètre de la conduite à l'aide des formules donnant le diamètre économique.

Parmi ces formules, nous prenons celle de BONIN

$$D = \sqrt{Q} \quad (\text{VI-1})$$

Où :

D: Diamètre économique en m ;

Q: Débit transitant dans la conduite en m³/s.

VI.5.1.2 Pertes de charge

VI .5.1.2.1 Pertes de charge linéaire

On calcule les pertes de charge linéaires par la formule suivante :

$$\Delta H = \frac{\lambda * L_{eq} * V^2}{D * 2 * g} \quad (\text{VI-2})$$

Où :

ΔH : Perte de charge linéaire ;

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

g: Accélération de la pesanteur (g= 9,81 m/s²) ;

D : Diamètre intérieur de la conduite en (m) ;

L_{eq} : Longueur équivalente de la conduite d'adduction en mètre (m).

En régime turbulent λ est donné par la formule de NIKURADZE

$$\lambda = (1,14 - 0,86 \ln \frac{\varepsilon}{D})^{-2} \quad (\text{Formule de Nikuradzé}) \quad (\text{VI.3})$$

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 * \text{Log} \left(\frac{\varepsilon}{3,7 * D} + \frac{2,51}{R_e * \sqrt{\lambda}} \right) \quad (\text{Formule Cole brook}) \quad (\text{VI.4})$$

Remarque :

Dans les calculs introduisant le coefficient λ , ce dernier est estimé par la formule (VI.3)

R_e : Nombre de Reynolds ;

$$R_e = \frac{V * D}{\nu} \quad (\text{VI.5})$$

V : vitesse d'écoulement dans la conduite (m/s) ;

D : diamètre de la conduite (m) ;
 ν : viscosité cinématique de l'eau (m²/s) ;
 ε : Rugosité absolue de la conduite.

➤ **Vérification du régime (Nombre de Reynolds)**

Pour chaque calcul, on vérifie le régime d'écoulement à l'aide de la formule suivante:

$$Re = \frac{V * D}{\nu} \quad \text{Où :}$$

Re : Nombre de **Reynolds**.

$$V = \frac{4 * Q}{\pi D^2} \quad \text{: Vitesse moyenne d'écoulement (m/s).}$$

ν : Viscosité cinématique de l'eau $\nu=10^{-6}$ m²/s à une température de 20°C.

➤ **Calcul du nombre de Reynolds :**

Pour $D=200\text{mm}$; $\nu= 1,27\text{m/s} \Rightarrow R= 254777,07=2,54 \times 10^5 > 2000 \rightarrow$ régime turbulent rugueux

Pour $D=300\text{mm}$; $\nu=0,57\text{m/s} \Rightarrow R=169851,38=1,69 \times 10^5 > 2000 \rightarrow$ régime turbulent rugueux

Pour $D=400\text{mm}$; $\nu= 0,32\text{m/s} \Rightarrow R=145586,9=1,4 \times 10^5 > 2000 \rightarrow$ régime turbulent rugueux

Donc, nous pouvons appliquer la formule de NIKURADZE pour déterminer λ .

➤ **la rugosité ε**

$\varepsilon = 0.015\text{mm}$ pour le PEHD

VI.5.1.2.2 pertes de charge singulières

Les pertes de charge singulières sont occasionnées par les vannes, robinets, ventouses, changement de direction, ou de section etc. Généralement estimées à 15% des pertes de charge linéaires pour les adductions :

$$\Delta H_s = 10\% * \Delta H_L \tag{VI-6}$$

Par la suite, la perte de charge totale sera donnée comme suit :

$$\Delta H_t = \Delta H_s + \Delta H_L = 1,1 * \Delta H_L \tag{VI-7}$$

Avec :

ΔH_t : Perte de charge totale (m) ;

ΔH_L : Perte de charge linéaire (m) ;

ΔH_s : Perte de charge singulière (m).

VI .5.1.3 hauteur manométrique totale (H_{mt})

La hauteur manométrique est donnée par la formule suivante :

$$H_{MT} = H_g + \Delta H_t \tag{VI-8}$$

ΔH_t : Perte de charge totale ;

Hg : Hauteur géométrique qui correspond à la différence de niveau entre le trop plein du réservoir et le niveau dynamique du plan d'eau de pompage.

VI .5.1.4 puissance absorbée par la pompe

$$P = \frac{\rho * g * Q * H_{MT}}{\eta} \tag{VI-9}$$

Où :

P : Puissance en KW.

η : Rendement de la pompe; (65÷90)%

Hmt : Hauteur manométrique totale.

Q : Débit refoulé (m3/s);

VI .5.1.5 énergie consommée par la pompe

$$E = P * t * 365 \tag{VI-10}$$

(KWh/an)

Où :

t : Nombre d'heures de pompage par jour, dans notre cas (24H).

P: Puissance en KW.

VI .5.1.6 frais d'exploitation

$$F_{ex} = E * P \tag{VI-11}$$

Avec :

p: Prix du kWh d'après « Sonelgaz » p=4,67 DA/kWh.

E : Energie consommée KWH / an.

VI .5.1.7 frais d'amortissement

Les frais d'amortissement sont constitués par le prix de revient de la conduite depuis la fourniture jusqu'à la pose, Dans notre cas nous supposons que les frais seront amortis dans une période de 30 ans (durée d'exploitation) ce qui nous conduit au calcul de l'annuité "A" L'annuité d'amortissement est déterminée par la relation :

$$A = \frac{i}{(i + 1)^n - 1} + i \tag{VI-12}$$

Où :

i : Taux d'annuité (i=8%).

n : Nombre d'année d'amortissement (n=19ans).

$$A = \frac{8\%}{(8\% + 1)^{19} - 1} + i = 10,41\%$$

VI .5.2 Calcul du diamètre économique

On a $Q_{ref}=40l/s$

$$D = \sqrt{0,04} \quad \text{Donc : } D=0.2m.$$

Donc : $D=200mm$.

Tableau VL1:Calcul de la hauteur manométrique total(HMT)

D (mm)	Q (m3/s)	V (m/s)	ϵ/D	λ	ΔH_L (m)	ΔH_t (m)	gH (m)	HMT (m)
150	0,04	2,26	0,000100	0,0122	39,29	43,22	42	85,22
200	0,04	1,27	0,000075	0,0115	8,83	9,72	42	51,72
250	0,04	0,82	0,000060	0,0111	2,78	3,06	42	45,06
315	0,04	0,51	0,000048	0,0106	0,84	0,92	42	42,92
400	0,04	0,32	0,000038	0,0102	0,24	0,27	42	42,27
500	0,04	0,20	0,000030	0,0098	0,08	0,08	42	42,08

Tableau VL2 : Calcul des Frais d'exploitation des conduites.

D (mm)	HMT (m)	Puissance (kW)	Energie kW/an	prix du DA/kWh	Dépense (DA)
150	85,22	40,78	357220,06	4,67	1668217,66
200	51,72	24,75	216797,68	4,67	1012445,19
250	45,06	21,56	188877,26	4,67	882056,789
315	42,92	20,54	179934,42	4,67	840293,744
400	42,27	20,23	177187,52	4,67	827465,704
500	42,08	20,14	176417,73	4,67	823870,802

Tableau VI. 3 : Calcul des Frais d'amortissement des conduites

D (mm)	PRIX DA/ml	LONGUEUR (ml)	DEPENSES (DA)
150	2592,59	1850,8	499509,86
200	3364,46	1850,8	648224,72
250	5233,61	1850,8	1008350,64
315	8215,49	1850,8	1582864,33
400	12821,66	1850,8	2470327,18
500	19998,73	1850,8	3853120,91

Tableau VI.4: Bilan des frais des conduites.

D (mm)	Frais d'amortissement (DA)	Frais d'exploitation (DA)	Frais totaux (DA)
150	499509,86	1668217,66	2167727,519
200	648224,72	1012445,19	1660669,91
250	1008350,64	882056,789	1890407,426
315	1582864,33	840293,744	2423158,071
400	2470327,18	827465,704	3297792,883
500	3853120,91	823870,802	4676991,714

- D'après le tableau précédent on trouve que le diamètre économique est le diamètre $D=200\text{mm}$; et la vitesse d'écoulement $V=1,27\text{ m/s}$

Cette vitesse d'écoulement est vérifiée elle est dans la fourchette (1.2-2) m /s

V.6 Conclusion

A travers ce chapitre nous avons dimensionné la conduite d'adduction qui refoule vers le réservoir 300m^3 avec un diamètre de 200mm et sur une longueur de $1850,8\text{ m}$.

VII.1 INTRODUCTION

Le long d'une canalisation, divers organes accessoires sont installés, parmi lesquels on distingue les robinets-vannes à opercule, les robinets-vannes à papillons, les ventouses (simple ou à double orifice), les clapets d'air, les organes de mesure (débitmètre, manomètre), les pièces de raccordement pour :

- Assurer un bon écoulement.
- Régulariser les pressions et mesurer les débits.
- Protéger la canalisation.
- Vider une conduite.
- Chassé où faire pénétrer l'air dans une conduite.
- Soutirer des débits.

VII.2 LES ROBINETS

VII.2.1 Les robinets vannes

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

Le nombre de vanne doit être égal au nombre de branches moins 1.

Ils permettent aussi le réglage des débits, leur manœuvre s'effectue à partir du sol au moyen d'une clé dite « béquille »

Celle ci est introduite dans une bouche à clé placée sur le trottoir (facilement accessible).

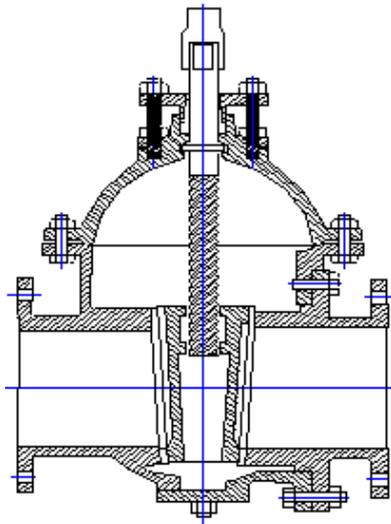


Figure VII.1 : Robinet vanne

VII.2.2 Les vannes papillons

Ce sont des vannes à survitesse utilisée surtout au niveau des réservoirs d'eau (sortie de la conduite)

Dans notre projet on place ce genre des vannes à l'amont des conduites : P92, P66, P1, Ce sont des vannes déséquilibrées se fermant sous la pression de l'eau, à ne pas utiliser à l'aval d'une conduite. Elles occasionnent une faible perte de charge et présentent une rangeabilité importante. Pour la régulation, la manœuvre de l'obturateur est limitée à 60° car au-delà du gain le débit est faible et le couple de manœuvre augmente rapidement à partir de 60° et présentent même un maximum vers 80°, ce qui est préjudiciable à la stabilité de fonctionnement.



Figure VII.2 : Les vannes papillons

VII.2.3 Les vanne d'isolement

On utilise ces vannes au niveau des conduites pour isoler un réservoir.

VII.2.4 Les vanne à clapet de non retour

Les vannes dirigent l'écoulement dans un seul sens. On les installe à la jonction de deux paliers de pression ou sur la conduite de refoulement des pompes et sur les conduites où sont installés les compteurs d'eau.

Dans notre projet on utilise les clapets de non retour dans les conduites : P1, P66, P1 pour empêcher l'eau d'entrer aux réservoirs à partir du réseau

VII.2.5 Les vanne de réduction de pression

Ces vannes permettent de ramener la pression à une valeur souhaitée ou de réduire la pression d'une valeur prédéterminée dans notre projet on a aucun pression dépasse 6bars.

VII.3 REGULATEUR DE PRESSION AMONT

Cet appareil est destiné principalement à maintenir une pression suffisante dans les conduites gravitaires.

Dans notre projet on a aucun pression inferieur à 2 bars donc on le fait pas.

HYDROSTAB AMONT

Réf. 551



■ **Fonction**

Transfère les excédents d'un réseau amont vers un réseau aval dès que la pression amont dépasse une valeur pré-déterminée, quelles que soient les variations de pression aval et du débit transféré.
En ligne : mainteneur de pression amont.
En dérivation : déchargeur.

■ **Réglages**

- Standard
P = 1 à 20 bar (DN 50 à 700)
- Autres
P = 0,2 à 2 bar (DN 50 à 700)
P = 1,5 à 2,5 bar (DN 50 à 350)
Pour les DN supérieurs, nous consulter.

Figure VII.3 : Régulateur de pression amont

VII.4 LES VENTOUSES

Les ventouses sont des organes qui sont placés aux points les plus hauts du réseau pour réduire la formation du vide dans les installations hydrauliques

On trouve sur le marché deux types de ventouses :

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

La ventouse est formée d'une enceinte en communication avec la conduite dans laquelle un flotteur vient obturer l'orifice calibré. Le flotteur est cylindrique ou sphérique. Il peut être couvert d'une enveloppe en caoutchouc. Ces appareils se placent au niveau des points hauts des conduites où se rassemble l'air, soit au moment du remplissage soit au cours de fonctionnement. C'est également en ces points qu'il faut faire une admission de l'air lors des vidanges.

Le choix de l'appareil dépend du mode de remplissage choisi généralement en admet un remplissage a débit réduit avoisinant 1/10 du débit nominale. la vitesse de l'eau est alors faible ce qui entraine une surpression faible au niveau de la ventouse.

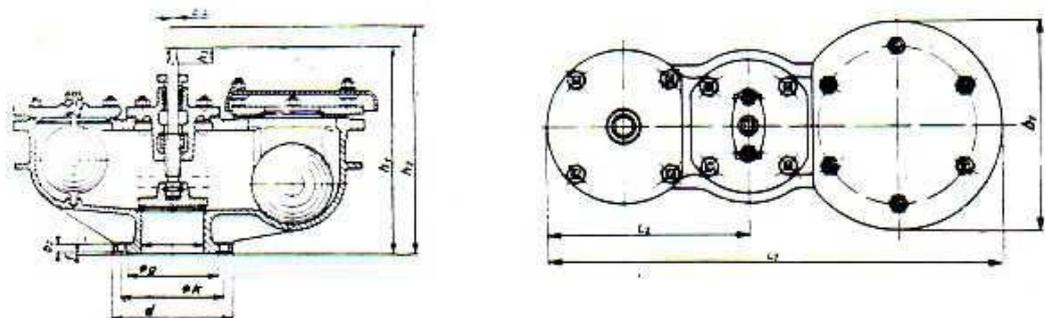


Figure VII.4 : Ventouse à deux flotteurs.

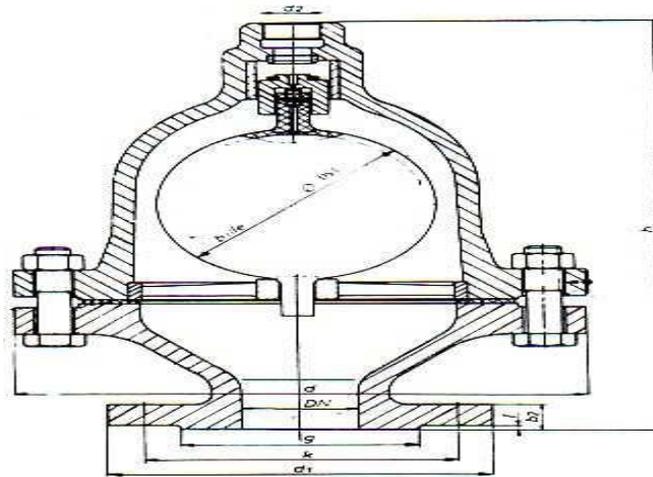


Figure VII.5 : Ventouse à un seul flotteur.

- Dans notre projet on utilise les ventouses a un seul flotteur dans les conduites : P1, P66, P91, (sortie des réservoirs).

VII.5 ORGANES DE MESURE

Dans notre projet on place ces organes a la sortie et a l'entrée des réservoirs ainsi que a l'entrée du réseau pour mesurer les pressions et les débits.

VII.5.1 Mesure de débit

Les appareils les plus utilisés au niveau des installations sont :

- Le diaphragme.
- Le venturi.
- La tuyère.

On crée une contraction de la section d'écoulement. Cette contraction entraîne une augmentation de la vitesse d'écoulement au droit de l'appareil se traduisant par une diminution de la pression (figure VIII-8). La mesure s'effectue avec un capteur de pression différentielle

- On utilise ces appareils a la rentrée et la sortie des réservoirs et a l'entrée du réseau

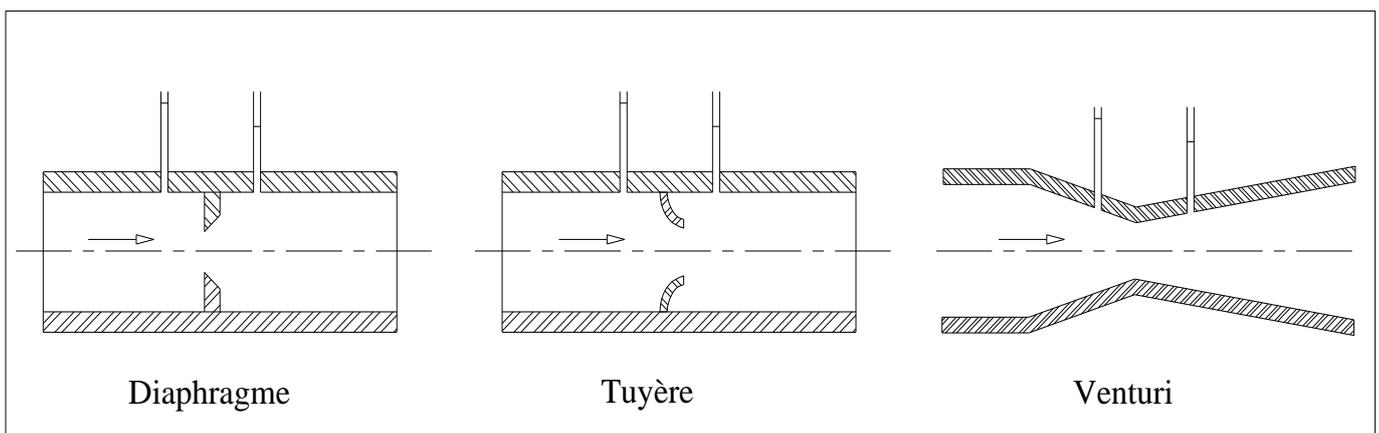


Figure VII.6: Débitmètres déprimogènes

VII.5.2 Mesure de pression

Les appareils les plus utilisés sont :

➤ manomètres à aiguilles

Dans les manomètres à aiguille, le mouvement est transmis à l'aiguille soit par un secteur denté soit par un levier soit par une membrane. L'avantage de cette transmission est la facilité d'étalonnage et son inconvénient réside dans l'usure rapide de la denture surtout si le manomètre subit des vibrations (figure VI-9).

➤ manomètres à soufflet

Ce sont des manomètres dont l'organe actif est un élément élastique en forme de soufflet. Sous l'effet de la pression, le soufflet se déforme dans la direction axiale. Les manomètres à soufflet présentent l'avantage d'éliminer le danger de gel et leur inconvénient réside dans leur sensibilité aux vibrations et au sur chauffage.



Figure VII.7 : Manomètre (d'après document BAMO)

- On utilise dans notre projet le manomètre aiguilles pour mesurer la pression a la sortie des réservoirs et l'entrée du réseau

VII.6 PIECES SPECIALES DE RACCORDEMENT

VII.6.1 les Tés

Ils utilisés au niveau d'un réseau pour soutirer ou ajouter un débit.

VII.6.2 les coudes

Ils sont utilisés pour le changement de direction.

VII.6.3 les croix de jonction

Ils sont utilisés au niveau des nœuds pour le croisement des deux conduites perpendiculaires

Dans notre projet on les utilise au niveau des nœuds : J-6.J-18.J-52.J14.J-26.J-36. J-95.J-91

VII.7 LES POTEAUX D'INCENDIE

Les poteaux d'incendie sont plus nombreux et rapprochés lorsque les débits d'incendie sont plus élevés les poteaux d'incendie doivent comporter au moins deux prises latérales de 65mm de diamètre aux quelles on ajoute une prise frontale de 100mm si le débit d'incendie excède 500l /min ou si la pression de l'eau est faible.

Les poteaux d'incendie doivent être reliés aux conduites du réseau par des conduites de raccordement d'au moins 100mm de diamètres et de débit de 17L/S dotées d'une vanne d'isolement. La distance qui sépare les poteaux d'incendie situés le long des rues ne doit pas dépasser 200m

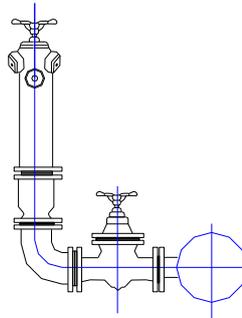


Figure VII.8 : Bouche d'incendie

VII.8 CONCLUSION

Les accessoires sont indispensables dans un réseau d'alimentation en eau potable car on vient de constater le rôle que jouent ces différents accessoires au niveau d'un réseau. Certains pour l'incendie par contre d'autre chassent l'air de la conduite en cas d'écoulement ou font rentrer l'air dans la conduite en cas de vidange (cas des ventouses).

VIII.1 INTRODUCTION

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

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 TRANCHEES SUR LE TERRAIN**➤ Matérialisation**

On matérialise l'axe de la tranchée sur le terrain avec des jalons placés en ligne droite et espacés 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 sont ainsi bien déterminée.

➤ 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 TRANCHEES

Cette opération se divise en deux étapes :

VIII.3.1 Enlèvement de la couche végétale

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

VIII.3.2 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 »
- Distance de la mise de la cavalière.

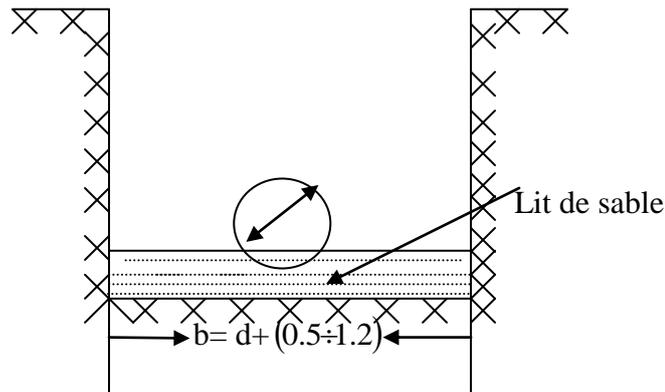


Figure VIII.1 : Schéma d'une tranchée

VIII.3.2.1 La profondeur (H_{tr})

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

$$H_{tr} = D + h + h_1 \quad [9]$$

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

D : diamètre de la conduite (m) ;

h : hauteur de la génératrice supérieure de la conduite à la surface du sol ;

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

D'où : $H_{tr} = 1,15 + D$ (m).

VIII. 3.2.2 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.

$$b = D + 0,6 \text{ m.}$$

b : largeur de la tranchée (m) et D : diamètre de la conduite (m).

VIII.3.3 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.



Figure VIII.2 : Pelle mécanique

VIII.3.3.1 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.



Figure VIII.3: Pelle équipée en rétro

VIII.3.3.2 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 VIII.1: Calcul du volume à excaver

D (mm)	L(m)	b(m)	h(m)	s (m2)	v (m3)
200	1850,8	0,8	2,15	1,72	3183,376

D'après ce tableau, le volume total du réseau y compris la nouvelle adduction est de **3183,376m³**.

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

Tableau 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 0,35 m³.

VIII.3.3.3 Rendement d'exploitation de la pelle choisie

Le rendement de la pelle est donné par la relation :

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

Avec : q : Capacité du godet 0,35 m³.

K_r : Coefficient de remplissage du godet K_r = 0,8 - 0,9 on prend K_r = 0,8.

K_t : Coefficient d'utilisation du temps dépend de la nature du sol et de l'habilité du

Conducteur: K_t = 0,7- 0,9 prenons K_t = 0,8

K_f : Coefficient de foisonnement du sol K_f = 1,2.

T_c : La duré d'un cycle de remplissage du godet T_c= (15-30) s, on prend

T_c = 20 s.

$$AN : R_p = \frac{3600 \times 0,35 \times 0,8 \times 0,8}{20 \times 1,2} = 33,60 m^3 / h$$

Si on prend une durée de travail de 8 heures par jour R_p=269m³/j.

VIII.3.3.4 La duré d'excavation

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

$$T = \frac{V}{R_p} = \text{jours}$$

V : volume du sol excavé (m³) et R_p : capacité du godet en jour (m³/jour)

$$AN : T = \frac{3183,376}{269} = 12 \text{ jours}$$

VIII.3.3.5 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.4 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.

La figure N° VIII.4 montre comment on pose les conduites PE dans les tranchées



Figure VIII.4 : Pose des conduites en PEHD dans les tranchées

VIII.5 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 à 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.6 REMBLAIEMENT DE LA TRANCHEE

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.6.1 l'engin Pour le remblaiement des tranchées

Pour les grands travaux de ce type, l'engin qui convient c'est le chargeur.
Les chargeurs : ce sont des tracteur sur les quels monte à l'avant deux bras articulés, actionnées par des vérins et porte un godet.

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



Figure VIII.5 : Chargeur

VIII.7 CONCLUSION

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

IX.1 INTRODUCTION

La gestion d'alimentation en eau potable nécessite d'accomplir avec exactitude un ensemble de tâches. L'objectif est d'assurer le bon fonctionnement du réseau d'alimentation en eau potable et de garantir à chaque usager une desserte en continue et en toute circonstance, dans les bonnes conditions de qualité, de pression.

Dans cette optique d'assurer la gestion technique et économique des systèmes d'alimentation en eau potable, la notion de gestion, maintenance, et exploitation, et les opérations d'entretiens et de contrôles à effectuer sur les ouvrages et les installations du système d'alimentation en eau potable seront élaborés dans ce qui suit.

IX.2 BUT DE LA GESTION

La gestion des réseaux d'alimentation en eau potable à pour objet d'assurer :

- La pérennité des ouvrages par des options de conservation.
- L'entretien courant des réseaux et des ouvrages mécaniques par des interventions de nettoyage, de dépannage et de maintenance.
- L'exploitation par la régulation des débits et la synchronisation, relevage, traitement, stockage et distribution.

IX.3 GESTION ET EXPLOITATION DES OUVRAGES DE STOCKAGE [6]

Les réservoirs sont des ouvrages de stockage dont la durée de vie est généralement longue (50 ans au minimum).

Les problèmes d'exploitation ou d'entretiens qui concernent les réservoirs trouvent le plus souvent leur origine dans les insuffisances au niveau de la construction et d'équipements.

IX.3.1 Equipements des réservoirs

Le tableau ci-dessous fournit une liste des équipements susceptibles d'être installés dans un réservoir :

Tableau IX : Equipements des réservoirs

Fonction	Equipements
Hydraulique	<ul style="list-style-type: none"> - Clapet - Equipements de trop plein - Vidange - Siphon pour réserve incendie - Canalisation de liaison - Compteur - Clapet à rentrée d’air - Purgeur d’air
Exploitation	<ul style="list-style-type: none"> - Niveau - Poste de livraison électrique - Débit - Télécommande - Equipements de télétransmission
Nettoyage	<ul style="list-style-type: none"> - Trappes de visite pour les personnels et le matériel - Equipements spéciaux pour le nettoyage - Pompe d’alimentation en eau
Entretien	<ul style="list-style-type: none"> - Appareils de manutention - Joints de montage - Eclairage

IX.3.2 Aspects liés à l’exploitation des réservoirs

Les réservoirs sont des ouvrages qui nécessitent des interventions régulières (opérations courante de surveillance, entretien et nettoyage) où occasionnelle

Les réservoirs doivent être conçus pour permettre ces interventions avec le maximum de facilité et de sécurité.

IX.3.2.1 Opération de nettoyage

Le vidange et le nettoyage des réservoirs doit se faire au moins une fois par an. Ces opérations doivent être suivies d’une désinfection l’ouvrage et d’un contrôle de la qualité de l’eau après remise en eau de l’ouvrage.

Prévention des accidents (sécurité) :

Un réservoir est un ouvrage qui présente un certaine nombre de risques (chutes, noyades, asphyxie,...) pour le personnel d’exploitation et des précautions particulières doivent impérativement être observées.

Les premières dispositions sont bien entendu à prendre au moment de la conception de façon à ménager des moyens d'accès et de circulation commodes et conformes aux règles de sécurité.

Ces dispositions doivent comprendre la mise en place des garde-corps, mains-courantes, plinthes, portillons ou chaîne de sécurité, escalier, échelles, crinolines, crosses,...

IX.3.2.2 Contrôle de la qualité de l'eau

Afin d'éviter une dégradation de la qualité de l'eau lors de la traversée d'un réservoir, il convient :

- d'assurer l'étanchéité de l'ouvrage : terrasse, radier et parois pour les réservoirs au sol ou semi-enterrés.
- De veiller est ce que les entrées d'air (ventilations, trop-plein...) soient correctement protégées contre les entrées de poussière, d'insectes et d'animaux ;
- De limiter l'éclairage naturel de l'intérieur du réservoir ;
- De procéder à un nettoyage au moins annuel du réservoir.

- **contrôle mensuel :**
- ouvrages de croisements, étanchéité.
- Ouvrages en ligne, état d'étanchéité de la fermeture des trappes ; regards et des portes.

- **Contrôles semestriels :**
- Ouvrage en ligne ; état d'étanchéité de la fermeture des trappes, regards et des portes.
- Organes et réducteurs de robinetterie à l'intérieur des regards.

IX.4 GESTION ET EXPLOITATION DE RESEAU DE DISTRIBUTION

Afin d'assurer une bonne gestion du réseau d'adduction et de distribution, il faut que ce dernier soit bien conçu en respectant les diverses normes et les conditions de pose des conduites, et d'équiper le réseau de différentes organes et accessoires en adaptant les matériaux qui facilitera sa gestion et son entretien.

IX.4.1 Prévention, contrôle et surveillance de la qualité d'eau

Le maintien de la qualité de l'eau pendant sa distribution nécessite un suivie de contrôle et de prévention ; il est indispensable de procéder à des analyses périodiques sur la majorité du réseau pour obtenir une cartographie de la qualité sur les paramètres tels que : le chlore, la bactériologie, la turbidité.

IX.4.2 La surveillance et l'entretien courant

La garantie d'une maintenance contenue comporte les activités d'inspection, d'entretiens et de remise en état, est l'une des taches les plus importantes dans le cadre de la gestion d'un réseau.

Pour l'exploitation, la première tache est de suivre le fonctionnement des adductions et de réseau ; cette surveillance systématique s'appuiera sur les observations faites lors de l'entretien courant des ouvrages et sur l'interprétation des opérations faites à l'occasion des travaux de réparations.

IX.4.3 Les actions de réduction des pertes d'eau

Elles portent généralement en priorité sur la recherche de fuite du réseau et sur le comptage.

IX.4.3.1 La recherche systématique des fuites

La fuite engendre des vibrations acoustiques, ces dernières ont une fréquence audible variable de 100 à 3500 Hz, et se propagent avec une atténuation plus ou moins rapide le long de la conduite et dans le sol.

Les méthodes employées depuis très longtemps pour rechercher des fuites consistent à écouter et analyser les bruits captés au niveau de la conduite ou du sol.

IX.4.3.1.1 Les amplificateurs mécaniques

Ils sont composés d'une tige métallique servant de capteur d'une membrane vibrante et d'une cloche métallique formant caisse de résonance reliée à une paire d'écouteurs, ces écouteurs isolant partiellement des bruits transmis par l'air.

IX.4.3.1.1 Les amplificateurs électriques

ces appareils sont identiques aux précédents dans leur principe, mais le capteur est constitué d'un microphone. Ce sont les appareils les plus utilisés actuellement.

IX.4.3.2 Le comptage

Pour l'exploitation rationnelle d'un système d'AEP, il est impératif de connaître avec précision les volumes d'eau en différents point des installations (au prélèvement, de traitement et de distribution...).

Le choix du compteur est basé sur les critères suivants : le débit, le diamètre, la précision, la fiabilité et la pression de service.

IX.4.4 Rendement du réseau

Le rendement du réseau de distribution d'eau potable mesure l'écart entre le volume entrant dans le réseau et les volumes consommés ou facturé.

Donc c'est un élément important pour le gestionnaire de service et il doit lui porter une attention constante.

IX.4.5 La lutte contre le vieillissement des conduites

Le vieillissement d'une conduite correspond à sa dégradation dans le temps, celui-ci est due, soit au mauvais fonctionnement hydraulique du réseau (chute de pression, chute de rendement du réseau et coupure), soit à d'autres dommages (dégradation de la qualité de l'eau, déstabilisation et inondation des lits de pose).

IX. 5 CONCLUSION

Dans ce contexte, les gestionnaires doivent toujours prendre des décisions, argumentées et pertinentes, ce qui nécessite une stratégie d'étude efficace basée, d'une part sur la connaissance du comportement du système de distribution d'eau potable et d'autre part sur l'utilisation d'indicateur appropriés sur l'évaluation des performances de fonctionnement du système. Ces indicateurs sont établis par le gestionnaire selon ces propriétés de gestion mais aussi à partir des directives et normes des documents officiels.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] **B.SALAH** « Cours d'Alimentation en Eau Potable», cinquième année, p.11, 27, 29,72, 78, 78a, 140.
- [2] **C.GOMELL et H.GUERREE** « La distribution d'eau dans les agglomérations de petite et moyenne importance », Edition EYROLLES, 2004, université LAVAL.
- [3] **M. CARLIER** « Hydraulique générale et appliquée », édition Eyrolles, Paris 1972, p.289.
- [4] **DUPONT.A** : Edition Eyrolles Paris 1988Hydraulique urbaine Tome I et II.
- [5] **SAFEGE** : Département systèmes d'information.
- [6] **LYONNAISE DES EAUX** : Mémento du gestionnaire de l'AEP et de l'assainissement tome 1 LAVOISIER TEC &DOC ; 1994 France
- [7] **MICHEL.A.MOREL**: exercice de mécanique des fluides (tome 2).Chihab -Eyrolles 1994
- [8] **J.BONNIN** : Hydraulique urbaine appliquée en agglomération de petite et moyenne Importance
- [9] **E .IVANOV** Organisation et la construction d'un système du projet de distribution de l'eau, ENSH 1985.

Conclusion générale

A travers cette étude, nous avons présentée en premier lieu un aperçu général sur les insuffisances que contient le système d'alimentation en eau potable de la ville de BIR KASDALI.

Dans ce cadre nous avons cité quelques anomalies existantes au niveau de réseau de distribution, l'adduction, des ouvrages de stockage et des sources.

Les remèdes contre ces insuffisances s'impose les recommandations suivantes :

- Rénovation du réseau de distribution du BIR KASDALI.
- Projection d'un réservoir de capacité 300m^3 a une cote adéquate.
- Une nouvelle conduite d'adduction et son tracé vers le réservoir projeté de 300m^3 .

En dernier lieu et pour mieux gérer notre réseau, on a cité les notions de gestion, d'exploitation et les opérations d'entretien à effectuer sur les différents ouvrages.

Nous dirons que dans ce travail, nous avons traité les différents points concernant l'étude de système d'alimentation en eau potable. Cependant, dans toute l'étude, on trouve des insuffisances qui espérons-le seront comblées par des travaux futurs.

ANNEXES

Tableau I : Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants :

Heures	Nombre d'habitants				
	Moins de 10000	10001 à 50000	50001 à 100000	Plus de 100000	Agglomération de type rurale
0-1	1	1.5	3	3.35	0.75
01-02	1	1.5	3.2	3.25	0.75
02-03	1	1.5	2.5	3.3	1
03-04	1	1.5	2.6	3.2	1
04-05	2	2.5	3.5	3.25	3
05-06	3	3.5	4.1	3.4	5.5
06-07	5	4.5	4.5	3.85	5.5
07-08	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
08-09	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
09-10	5.5	6.25	4.6	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	5.0	4.5	4.5	4.3	6
20-21	4.5	4	4.5	4.3	6
21-22	3	3	4.8	3.75	3
22-23	2	2	4.6	3.75	2
23-24	1	1.5	3.3	3.7	1

Extrait de l'ouvrage d'A.E.P d'Abramov (édition 1982).

Tableau II : Variation du coefficient β_{\max}

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

Tableau III : 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

Tableau V : Tube PEHD eau potable (PN06)

Référence	Désignation	Diamètre Ex en mm	Épaisseur en mm	Diamètre Int en mm	Q en l/s pour	V= 1 m/s
					V=0,5 m/s	
11 002 0201	Tube PEHD	20	2.0	16	0.10	0.20
11 002 0251	Tube PEHD	25	2.0	21	0.17	0.35
11 002 0321	Tube PEHD	32	2.0	28	0.31	0.62
11 002 0401	Tube PEHD	40	2.0	36	0.51	1.02
11 002 0501	Tube PEHD	50	2.4	45.2	0.80	1.60
11 002 0631	Tube PEHD	63	3.0	57	1.28	2.55
11 002 0751	Tube PEHD	75	3.6	67.8	1.81	3.61
11 006 0901	Tube PEHD	90	3.5	83	2.71	5.41
11 006 1101	Tube PEHD	110	4.2	101.6	4.05	8.11
11 006 1251	Tube PEHD	125	4.8	115.4	5.23	10.46
11 006 1601	Tube PEHD	160	6.2	147.6	8.56	17.11
11 006 2001	Tube PEHD	200	7.7	184.6	13.38	26.76
11 006 2501	Tube PEHD	250	9.6	230.8	20.92	41.84
11 006 3151	Tube PEHD	315	12.1	290.8	33.21	66.42
11 006 4001	Tube PEHD	400	15.3	369.4	53.59	107.17
11 006 5001	Tube PEHD	500	19.1	461.8	83.75	167.49
11 002 6301	Tube PEHD	630	33.1	563.8	124.83	249.65

Source : STPM CHIALI

Tableau IV : Tube PEHD eau potable (PN10)

Référence	Désignation	Diamètre Ext (mm)	Épaisseur (mm)	Diamètre Int (mm)	Q en l/s pour	V= 1 m/s
					V=0,5 m/s	
11 003 0161	Tube PEHD	16	/	/	/	/
11 003 0201	Tube PEHD	20	2.0	16	0.10	0.20
11 003 0251	Tube PEHD	25	2.0	21	0.17	0.35
11 003 0321	Tube PEHD	32	2.4	27.2	0.29	0.58
11 003 0401	Tube PEHD	40	3.0	34	0.45	0.91
11 003 0501	Tube PEHD	50	3.7	42.6	0.71	1.43
11 003 0631	Tube PEHD	63	4.7	53.6	1.13	2.26
11 003 0751	Tube PEHD	75	5.6	63.8	1.60	3.20
11 007 0901	Tube PEHD	90	5.4	79.2	2.46	4.93
11 007 1101	Tube PEHD	110	6.6	96.8	3.68	7.36
11 007 1251	Tube PEHD	125	7.4	110.2	4.77	9.54
11 007 1601	Tube PEHD	160	9.5	141	7.81	15.61
11 007 2001	Tube PEHD	200	11.9	176.2	12.19	24.38
11 007 2501	Tube PEHD	250	14.8	220.4	19.08	38.15
11 007 3151	Tube PEHD	315	18.7	277.6	30.26	60.52
11 007 4001	Tube PEHD	400	23.7	352.6	48.82	97.65
11 007 5001	Tube PEHD	500	29.7	440.6	76.23	152.47
11 003 6301	Tube PEHD	630	51.2	527.6	109.31	218.62

Source : STPM CHIALI