

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Etude du dimensionnement du réseau d'alimentation en eau potable de la ville Ouamri (w. Medea).

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0007-13

APA Citation (توثيق APA):

Abed, Khadidja (2013). Etude du dimensionnement du réseau d'alimentation en eau potable de la ville Ouamri (w. Medea)[Mem Ing, ENSH].

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

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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

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

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

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

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

REPUBLIQUEALGERIENNEDEMOCRATIQUEETPOPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENTSUPERIEURETDE LA RECHERCHESCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALESUPERIEURE D'HYDRAULIQUE-ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENTGENIE DE L'EAU

MEMOIREDE FIN D'ETUDES

Pour l'obtention dudiplôméd'Ingénieur d'Etat enHydraulique

Option : ConceptionDesSystèmesd'Alimentation en eau potable

THEME:

**ETUDE DU DIMENSIONNEMENT DU RESEAU
D'ALIMENTATION EN EAU POTABLEDE LA VILLE
OUAMRI
(W.MEDEA)**

Présentépar :

M^{elle} ABED Khadîdja

DEVANTLES MEMBRES DUJURY

Nom et Prénom	Grade	Qualité
M^r O.KHODJET-KESBA	M.C.A	Président
M^{me} Y.DERNOUNI	M.A.A	Examineur
M^{me} L. TAFAT	M.A.A	Examinatrice
M^{me} R. KERID	M.A.A	Examineur
M^r M. BELALI	M.A.B	Examineur
M^{me} S.BELLABAS	M.A.B	Promotrice

Septembre- 2013-

REMERCIEMENTS

Au terme de ce modeste travail Je tiens à remercier tout d'abord :

- Ma promotrice Mme S.BELLABAS à la quelle je tiens à exprimer ma profonde gratitude pour la confiance qu'elle m'a accordée afin de réaliser ce travail, ainsi que pour ses multiples et précieux conseils scientifiques, professionnels ou tout simplement humains.

Je remercie également :

- Mesdames et Monsieur les membres du jury, Mr KHODJET en présidence et Mr DERNOUNI, Mr BELALI, Mr KERID et Mme TAFAT qui ont bien accepté de juger mon travail.*
- Tous les enseignants de l'ENSH qui ont contribué à ma formation.*
- Mes pensées vont pareillement à tous mes enseignants de la première année primaire jusqu'au lycée.*
- Tous les ingénieurs de la DHW de la wilaya de Médéa et Ain El Defla pour l'ensemble des moyens qu'ils ont mis à ma disposition et leurs encouragements, ainsi que les ingénieurs de bureau d'étude de Tipaza pour leurs soutiens et leurs aides précieuses.*

Enfin, tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin, que ce soit par leur amitié, leur conseils ou leurs soutien moral, qui trouveront dans ces quelque lignes l'expression de mes remerciements les plus vifs et les plus sincères.

Dédicaces

En ce jour solennel qui le cycle de mes études, qu'il me soit permis de dédier ce travail :

Je dédie ce modeste travail d'abord :

A ma très chère mère et mon très cher père pour tous leurs sacrifices afin de m'offrir le repos et le bonheur ; pour l'éducation qu'ils m'ont inculqués, pour leurs soutien moral et matériel dont j'ai bénéficié à chaque fois que j'en ai eu besoin, pour l'amour et la tendresse qu'ils m'ont réservé et la patience et le dévouement qu'ils m'ont insufflé.

Très chers parents, je ne vous remercierai jamais assez pour vos actes et aucune dédicace ne saurait exprimer à sa juste valeur le profond amour que je vous porte.

A Aziza, Hizia, Mustapha, Saïda, Belkacem, Rima, Hafidha, mes sœurs et mes frères de cœur, aucun mot ne serait assez puissant mais merci tout simplement.

A Meriem, Kahina, Asmaa, Chérifa, Amine, Raouf, Mokrane, Zidane..., pour tous les moments heureux et difficiles qu'on a pu passer ensemble, je vous adore.

A tout mes autres amis sans exception.

ملخص

تشمل مذكرتنا لنهاية الدراسة كل الجوانب التي لها علاقة مع المخطط الخاص لدراسة شبكة توزيع المياه الصالحة للشرب لمدينة وامري من أجل الاستجابة النوعية و الكمية للطلبات المتزايدة للسكان.

منطقة الدراسة تقع جنوب ولاية المدية على بعد سبعة و عشرون كيلومتر من هذه الأخيرة. دراستنا ستحلل كل جوانب المشكل على مستوى الشبكة وحلها.

Résumé

Notre mémoire de fin d'étude consiste à englober tous les points qui touchent le plan spécifique de l'étude du réseau d'A.E.P de la ville d'Ouamri afin de répondre qualitativement et quantitativement aux besoins croissants de la population.

La zone concernée est la commune d'Ouamri (chef-lieu de Daïra), située à l'ouest de chef-lieu de la wilaya de Médéa, à une distance de 27 km de cette dernière.

Dans notre étude, nous analyserons tous les aspects du problème au niveau de notre réseau et essayerons d'y remédier.

Abstract:

The aim of our work consist in joining all points which touch the specific plan of the renewal of A.W.P net of Ouamri in order to respond qualitatively and quantitatively to the growing needs of the population of Ouamri.

the study zone of the town Ouamri that is located 27 km west of the Wilaya of Médéa.

Our study will analyze all the aspects of the problem at the level of our network and try to resolve them.

Sommaire

Introduction générale.....	1
Chapitre I : Présentation de la commune	
Introduction.....	2
I.1.Présentation générale de la région de l'étude.....	3
I.1.1. Situation géographique de la commune de Ouamri.....	3
I.2. Situation géologique et géotechnique.....	4
I.2.1.Les Reliefs.....	4
I.2.2.Les pentes	4
I.2.3.La géologie du site.....	4
I.2.4.La sismicité.....	4
I.3. Situation climatologique.....	5
I.3.1.Le climat.....	5
I.3.2.La température.....	5
I.3.3.La pluviométrie.....	5
I.3.4.Les vents	5
I.4.Potentialités hydrauliques.....	5
I.5. Monographie et situation socio-économique.....	5
I.6. Aire d'étude	5
I.6.1. Occupation des sols.....	6
a- potentialité agricoles.....	6
b- structure foncière.....	6
I.6.2.Population de la commune.....	6
I.7.Présentation hydraulique.....	6
I.7.1.Réseau d'alimentation en eau potable de la ville.....	6
I.7.2.Description des forages.....	8
I.7.3.Les captages des sources.....	8
I.7.3.a-Captage de la source de Ain Hanach.....	8
I.7.3.c- Captage de la source de Ain Blafouri.....	8
I.7.3.d- Captage de la source de Ain Nouaoura.....	8
I.7.3.e-Captage de la source de El-Gelta.....	9
I.7.4.Les adductions.....	9
I.7.5.Les stations de pompages et ouvrages de stockages.....	10
I.7.5.1.les stations de pompages et reprises.....	10
I.7.5.2.Les réservoirs.....	10
Conclusion	11
ChapitreII : Estimation des besoins en eau de la ville de Ouamri	
Introduction.....	12
II.1.Démographie et estimation des besoins.....	12
II.1.1.Évaluation démographique.....	12
II.1.2.La population.....	12
II.1.3.Estimation de la population future.....	12
II.2. Estimation actuelle et futur des besoins en eau.....	14

II.2.1.Besoin en eau par catégorie.....	14
II.2.2.Choix de la norme unitaire de la consommation.....	15
II.2.3.Détermination de la consommation moyenne journalière.....	15
II.3. Calcul des besoins en eau pour chaque groupe de consommation.....	16
II.3.1.Besoins domestiques.....	16
II.3.2.Besoins scolaires.....	17
II.3.1.3.Besoins sanitaires.....	17
II.3.1.4.besoins administratifs.....	18
II.3.1.5.Besoins socioculturels.....	18
II.3.1.6.besoins commerciaux.....	19
II.3.1.7 Besoins d'arrosages.....	19
II.3.1.8.Les pertes.....	20
II.3.2.Récapitulation des besoins en eau de l'agglomération.....	21
Conclusion.....	22

Chapitre III : Variation de la consommation en eau

Introduction.....	23
III.1.Variation de la consommation.....	23
III.2. Etude de la variation des débits journaliers.....	23
III.2.1.Coefficient d'irrégularité maximale journalier ($K_{max,j}$)	23
III.2.2.Coefficient d'irrégularité minimale journalier ($K_{min,j}$).....	24
III.3.Etude de la variation des débits horaires.....	24
III.3.1.Coefficient d'irrégularité maximale horaire ($K_{max,h}$).....	24
III.3.2.Coefficient d'irrégularité minimale horaire ($K_{min,h}$).....	25
III.4.détermination des débits	26
III.4.1. Détermination de débit maximal (min) journalier.....	26
III.4.1.1-Bilan des besoins moyens journaliers.....	27
III.4.1.2-Les besoins en eau maximale et minimale journalière de la ville.....	27
III.4.2.Détermination des débits horaires.....	28
III.4.2.1-Débit moyen horaire.....	28
III.4.2.2- Détermination du débit maximum horaire.....	28
III.4.2.3- Détermination du débit minimum horaire.....	29
III.5.Etude de la variation des débits horaires.....	29
III.5.1.Détermination de la répartition des débits horaires.....	32

Conclusion.....	36
-----------------	----

Chapitre IV : Les réservoirs

Introduction.....	37
IV.1.Rôles des réservoirs	37
IV.2.localisation des réservoirs.....	37
IV.3.Choix de la cote d'implantation.....	37
IV.4. Principe de fonctionnement	38
IV.5.Classification des réservoirs.....	38
IV.6.Les réservoirs existants.....	39
IV.7.Vérification de la capacité du réservoir.....	39
IV.8.Principe de calcul.....	39
IV.9.Capacité pratique du réservoir.....	40
IV.10.Comparaison entre le volume calculé et le volume existant.....	40
IV.11.Equipements hydrauliques du réservoir.....	43
IV.11.1.Adduction ou conduite d'arrivé.....	43
IV.11.2.Conduite de départ ou de distribution.....	44
IV.11.3.Trop-plein	44
IV.11.4.Conduite de décharge ou de vidange	44
IV.11.5.Dispositions spéciales.....	44
IV.11.5.1.Conduite by-pass.....	44
IV.11.5.2.Matérialisation de la réserve d'incendie.....	44
IV.11.6.Dispositifs de régulation.....	45
IV.11.6.1.Robinet à flotteurs.....	45
IV.11.5.2.Robinet automatique de remplissage.....	45
IV.11.5.3.Autres équipements.....	46
IV.12.Entretien des réservoirs.....	46
Conclusion.....	47

Chapitre V : Réseau de distribution d'eau potable de la ville

Introduction.....	48
V.1.L'alimentation en eau potable.....	48
V.2.Système d'alimentation en eau potable de la ville d'Ouamri.....	48
V.2.1.Réseau actuel et projeté de distribution de la ville.....	48
V.2.2.Dimensionnement et simulation du réseau.....	49
V.2.2.1.Principes de dimensionnement du réseau.....	49

V.2.2.2. Les différents types de réseaux.....	50
V.2.2.2.a. Le réseau ramifié.....	50
V.2.2.2.b. Le Réseau étagé.....	50
V.2.2.2.c. Le réseau maillé.....	51
V.2.2.3. Conception d'un réseau.....	51
V.2.2.4. Choix du type de matériaux.....	51
V.2.2.5. Choix des diamètres des conduites.....	53
V.2.2.6. Vitesse dans le réseau de distribution.....	53
V.2.2.7. Pression à garantir.....	53
V.2.3. Principe du tracé du réseau maillé.....	54
V.2.4. Calcul hydraulique du réseau maillé.....	55
V.2.4.1. Détermination des paramètres de dimensionnement.....	55
V.2.4.2. Calcul des débits.....	56
V.2.5. Répartition arbitraire des débits.....	74
V.2.6. Détermination des diamètres avantageux dans le réseau.....	74
V.3. Simulation par le logiciel EPANET.....	76
V.3.1. Résultat pour le cas de pointe.....	78
V.3.2. Détermination du point défavorable du réseau.....	97
V.3.3. Cas de pointe & incendie.....	97
V.4. Équipement du réseau de distribution	98
V.4.1. Type de canalisation	98
V.4.2. Appareils et accessoires du réseau.....	98
V.4.2.1. Robinets vannes.....	98
V.4.2.2. Bouches ou poteau d'incendie.....	98
V.4.2.3. Clapets.....	98
V.4.2.4. Ventouses.....	98
V.4.2.5. Robinets de vidange	98
V.4.2.6. Bouche d'arrosage.....	98
V.4.2.7. Pièces spéciales de raccord.....	99
Conclusion.....	99

Chapitre VI : Pose de canalisation et accessoires du réseau

Introduction	100
VI.1. Pose de canalisation.....	100
VI.1.1. Principe de pose des canalisations.....	100
VI.1.2. Pose de canalisation dans un terrain ordinaire.....	101
VI.1.3. Pose de canalisation dans un mauvais terrain.....	102
VI.1.4. Pose de canalisation en galerie.....	102

VI.1.5. Traversée d'une rivière.....	103
VI.2 .Accessoires.....	103
VI.2.1 . Les robinets vannes.....	103
VI.2.2 . Les ventouses.....	108
VI.2.3.Les régulateurs de pression.....	108
VI.2.4.les clapets d'air.....	110
VI.2.5.les poteaux d'incendie.....	110
Conclusion.....	111

Chapitre VII : Organisation de chantier et Protection et Sécurité de Travail

Introduction.....	112
VII.1.Implantation du tracé des tranchées sur le terrain.....	112
VII.2.Excavation des tranchées.....	112
VII.2.1.Enlèvement de la couche végétale.....	112
VII.2.2.Excavation.....	112
VII.1.2.3.Choix de l'excavateur et le procédé d'excavation.....	113
VII.1.2.3.1.Pelle équipée en rétro.....	113
VII.1.2.3.2.Pelle équipée en butée.....	113
VII.1.2.3.3.Rendement d'exploitation de la pelle choisie.....	115
VII.1.2.3.4.La durée d'excavation.....	115
VII.1.2.3.5.Aménagement du lit de pose des conduites.....	116
VII.1.3. Pose des conduites.....	116
VII.1.4. Epreuve de joint et de la canalisation.....	116
VII.1.5. Remblaiement de la tranchée.....	116
VII.2.Protection et sécurité du travail.....	116
VII.2.1.Causes des accidents de travail dans un chantier hydraulique.....	117
VII.2.1.1.Facteurs humains.....	117
VII.2.1.2.Facteurs matériels.....	117
VII.2.2.Liste des conditions dangereuses	117
VII.2.3.Liste des actions dangereuses	118
VII.2.4.Mesures préventives pour éviter les causes des accidents.....	118
VII.2.4.1.Protection individuelle.....	118
VII.2.4.2.Autre protections.....	118
VII.2.4.3.Protection collective.....	119
VII.2.4.3.1.Equipement de mise en œuvre du béton	119

VII.2.4.3.2.Engin de levage.....	119
VII.2.4.3.3.Appareillage électrique.....	119
Conclusion.....	119

LISTE DES TABLEAUX

Tableau N°I.1 : Evolution de la population pour différent taux d'accroissement.....	6
Tableau N°I-2 : Les linéaires des différents matériaux.....	7
Tableau N°II-1 : L'évolution démographique.....	13
Tableau N°II-2 : Besoins domestiques.....	16
Tableau N°II.3 : Besoins scolaires.....	17
Tableau N°II.4 : Besoins sanitaires.....	17
Tableau N°II.5 : Besoins administratifs.....	18
Tableau N°II.6 : Besoins socioculturels.....	18
Tableau N°II.7 : Besoins commerciaux.....	19
Tableau N°II.8 : Jardins et espaces verts.....	19
Tableau N°II.09 : Besoins d'équipements.....	20
Tableau N°II.10 : Récapitulation des besoins eau de l'agglomération.....	21
Tableau N°III.1 : Variation du β_{max} en fonction de nombre d'habitant.....	25
Tableau N°III.2 : Variation du β_{min} en fonction de nombre d'habitant.....	26
Tableau N°III-3 : Les besoins moyens journaliers.....	27
Tableau N°III.4 :Les besoins en eau maximale et minimale journalière.....	27
Tableau N°III.5 :Les besoins en eau pour l'arrosage.....	28
Tableau N° III.5 : Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'hab 29	29
Tableau N°III.6 : Coefficient de répartition des débits horaires (12416 habitants).....	31
Tableau N°III.2 : Répartition des débits horaires.....	32
Tableau IV.1 : Détermination de la capacité du réservoir.....	41
Tableau N°IV.2 : Comparaison entre le volume existant et calculée	42
Tableau N°V.1 : Récapitulatif des débits de calcul pour ce cas de pointe.....	56
Tableau N°V.2 : Calcul des débits aux nœuds : cas de pointe (zone N°01).....	57

Suite du tableau N°V.2 : Calcul des débits aux nœuds : cas de pointe (zone N°01).....	58
Suite du tableau N°V.2 : Calcul des débits aux nœuds : cas de pointe (zone N°01).....	59
Suite du tableau N°V.2 : Calcul des débits aux nœuds : cas de pointe (zone N°01).....	60
Tableau N°V.3 : calcul des débits aux nœuds : cas de pointe (zone N°02).....	60
Suite du tableau N°V.3 : calcul des débits aux nœuds : cas de pointe (zone N°02).....	61
Tableau N°V.4 : calcul des débits aux nœuds : cas de pointe (zone N°03).....	62
Suite du tableau N°V.4 : calcul des débits aux nœuds : cas de pointe (zone N°03).....	63
Tableau N°V.5 : Calcul des débits aux nœuds : cas de pointe (zone N°04).....	64
Suite du tableau N°V.5 : Calcul des débits aux nœuds : cas de pointe (zone N°04).....	65
Tableau N°V.6 : Calcul des débits aux nœuds : cas de pointe+ incendie (zone N°01).....	66
Suite du tableau N°V.6 : Calcul des débits aux nœuds : cas de pointe+ incendie (zone N°01).....	67
Suite du tableau N°V.6 : Calcul des débits aux nœuds : cas de pointe+incendie (zone - N°01).....	68
Suite du tableau N°V.6 : Calcul des débits aux nœuds : cas de pointe+incendie (zone N°01).....	69
Tableau N°V.7 : Calcul des débits aux nœuds : cas de pointe+incendie (zone N°02).....	69
Suite du tableau N°V.7 : Calcul des débits aux nœuds : cas de pointe+incendie (zone N°02).....	70
Tableau N°V.8 : Calcul des débits aux nœuds : cas de pointe+incendie (zone N° 03).....	71
Suite du tableau N°V.8 : Calcul des débits aux nœuds : cas de pointe+incendie (zone03)...	72
Tableau N°V.9 : Calcul des débits aux nœuds : cas de pointe+incendie (zone N°04).....	73
Suite du tableau N°V.9 : Calcul des débits aux nœuds : cas de pointe+incendie (zone04)...	74
Tableau N° V. 14 : Détermination des diamètres avantageux du réseau.....	75

Suite du tableau N° V. 14: Détermination des diamètres avantageux du réseau.....	76
Tableau V.15 : Caractéristiques hydrauliques et géométriques des tronçons (zone N°01)....	78
Suite du tableau N°V.15 : Caractéristiques hydrauliques et géométriques des tronçons (zone N°01).....	79
Tableau V.16 : Caractéristiques hydrauliques et géométriques des nœuds (zone N°01).....	80
Suite du tableau V.16 : Caractéristiques hydrauliques et géométriques des nœuds (zone- N°01).....	81
Tableau V.17 : Caractéristiques hydrauliques et géométriques des tronçons (zone N°02)....	84
Tableau V.18 : Caractéristiques hydrauliques et géométriques des nœuds (zone N°02).....	85
Tableau V.19: Caractéristiques hydrauliques et géométriques des tronçons (zone N°03).....	88
Tableau V.20 : Caractéristiques hydrauliques et géométriques des nœuds (zone N°03).....	89
Tableau V.21 : Caractéristiques hydrauliques et géométriques des tronçons (zone N°04)....	93
Tableau V.22 : Caractéristiques hydrauliques et géométriques des nœuds (zone N°04).....	94
Tableau N° VI.01 : Caractéristiques de la vanne à cage méplate	104
Tableau N° VI.02 : Caractéristiques de la vanne à cage ovale.....	105
Tableau N° VI.03 : Caractéristiques de la vanne à cage ronde	106
Tableau N° VI.04 : Caractéristiques de la vanne à opercule métallique.....	107
Tableau N° VII.1: Calcul du volume à excaver.....	114
Tableau N° VII .2 : Capacité du godet en fonction du volume de terrassement.....	115

LISTE DES FIGURES

Figure N°I-1: Plan de situation de la zone d'étude.....	3
Figure N°I-2 : Graphique de proportion des matériaux de réseau existant.....	7
Figure N°II-1 : Graphique d'évolution démographique.....	14
Figure N°II-2 : Graphique des besoins domestiques pour les différents horizons.....	16
Figure N°II-3 : Estimation des besoins journaliers.....	21
Figure N°III-1 : Graphique de consommation en eau de l'agglomération.....	34
Figure N°III-2 : Graphique de la consommation en eau de l'arrosage.....	34
Figure N°III-3 : Graphique de consommation totale de l'agglomération.....	35
Figure N°III-4 : Courbe intégrale de la consommation totale de l'agglomération.....	35
Figure IV.1 : Arrivée de la conduite d'adduction par le bas.....	43
Figure IV-2 : Equipement de réservoir.....	43
FigureIV-3 : Robinet automatique de remplissage.....	46
Figure N°V-01 : Courbe de distribution de pression (Zone N°01).....	81
Figure N°V-02 : Courbe de distribution de vitesses (Zone N°01).....	82
Figure N°V-3 : Répartition finale de pression et de débit pour le cas de pointe.(zone N°01).....	83
Figure N°V-04 : Courbe de distribution de pression (Zone N°02).....	85
Figure N°V-05 : Courbe de distribution de vitesse (Zone N°02).....	86
Figure N°V-6: Répartition finale de pression et de débit pour le cas de pointe.(zone N°02)...	87
Figure N°V-07 : Courbe de distribution de pression (Zone N°03).....	90
Figure N°V-08 : Courbe de distribution de vitesse.(Zone N°03).....	90
Figure N°V-09: Répartition finale de pression et de débit pour le cas de pointe (zone N°03).....	92
Figure N°V-10 : Courbe de distribution de pression (Zone N°04).....	94
Figure N°V-11 : Courbe de distribution de vitesse (Zone N°04).....	95
Figure N°V-12: Répartition finale de pression et de débit pour le cas de pointe(zone N°04).....	96
Figure N°VI-01 : Schéma d'une tranchée.....	101
Figure N°VI.02 : Pose de canalisation en galerie.....	102
Figure N°VI.03 : Schéma traversée d'une rivière.....	103
Figure N° VI.04 : Robinet vanne à cage méplate.....	104
Figure N° VI.05 : Robinet vanne à cage ovale.....	105
Figure N° VI-06: Robinet vanne à cage ronde [PN16-25].....	106
Figure. VI-7 : Régulateur de pression aval.....	109
Figure. VI-8 : Régulateur de pression amont.....	109
Figure. VI-09 : Régulateur de pression amont et aval.....	110
Figure N°VII-01 : Schéma d'une tranchée.....	114

LISTE DES PLANCHES

Planche N°01 : Plan de masse de la ville de Ouamri (W.Médéa).

Planche N°02 : Plan du réseau projetée de la ville de Ouamri (W.Médéa).

Planche N°03 : Profil en long de la conduite principale de la zone N°04.

Planche N°04 : Plan de situation de la ville de Ouamri.

Planche N°05 : Les accessoires dans un réseau d'AEP.

LISTE DES ABREVIATIONS

A.E.P : Alimentation En eau Potable.

A.N.R.H : Agence Nationale des Ressources Hydriques.

P.D.A.U : Plan Directeur d'Aménagement et d'Urbanisme.

A.P.C : Assemblé Populaire Communale.

A.D.E : Algérien Des Eaux.

P.E.H.D : Polyéthylène à Haute Densité.

P.V.C : Polychlorure De Vinyle.

A.G : Acier Galvanisé.

AC : Acier.

HMT : Hauteur Manométrique Totale.

DN : Diamètre Nominale. **SP** :

Station de Pompage. **V.S.A** :

Ville de Sidi Othmane.

Introduction générale :

L'eau brute destinée à la consommation humaine peut provenir de différentes sources possibles (cours d'eau, nappes souterraines et autre...). Elle est ensuite acheminée vers une usine de production d'eau potable pour subir divers traitements physico-chimiques et biologiques afin de la rendre potable et apte à la consommation humaine.

Après son usage par les consommateurs, l'eau polluée est collectée pour être conduite vers les stations de traitement et de dépollution des eaux usées avant d'être rendue en fin de cycle à la nature.

Ce cycle subi par l'eau du fait de son usage par les sociétés humaines se décompose en cinq grandes étapes : le captage, le transport, la production d'eau potable, la distribution, puis la collecte et la dépollution des eaux usées.

Notre mémoire de fin d'étude s'intitule : le dimensionnement du réseau de distribution de l'eau potable de la ville d'Ouamri (Wilaya de Médéa). Pour ce faire, on suivra les étapes suivantes : analyse du système d'alimentation en eau potable existant, présentation de la ville, estimation des besoins en eau, calcul hydraulique, pose de canalisation et accessoires du réseau, et enfin l'organisation des opérations de chantier dans le but de mener à bien la réalisation du projet.

Ce projet devra permettre ainsi une amélioration sensible de la qualité de vie de la population de la ville d'Ouamri, en outre son impact positif sur la santé publique et ce à moindre coûts au vu du cout actuel très élevé d'approvisionnement en eau.

Chapitre I :Présentation de la ville

Introduction :

Tout projet hydraulique commence par la prospection de la zone d'étude ayant pour but la collecte des données requises pour l'étude hydraulique de la région concernée.

Ces données comprennent :

- La situation géographique de la zone d'étude ;
- Le climat (pluie, vent, température, etc..) ;
- La situation géologique et hydrogéologique ;
- La situation hydraulique ;
- L'hydrographie, la présence éventuelle des cours d'eau, leur sens d'écoulement, leurs débits etc.... ;
- L'urbanisme, la démographie, les différents consommateurs ;
- La consultation des normes et des conditions de réalisation du projet établies par le pays de la zone d'étude. ces données servent de base et de guide pour l'étude hydraulique de la zone d'étude.

I.1.Présentation générale de la région de l'étude :

I.1.1. Situation géographique de la commune d'Ouamri :

La commune de Ouamri (chef-lieu de Daïra), située à l'ouest de chef-lieu de la wilaya de Médéa, à une distance de 27 km de cette dernière, elle est limitée :

- Au Nord et l'Ouest par la Wilaya d'Ain Defla.
- Au Sud par la commune de Hanacha.
- A l'Est par la commune d'Ouled Harbil.

Elle est composées principalement d'une agglomération chef-lieu assez importante associe aux agglomérations secondaires de Ain Karma, Ouled Djouta, Ouled Moussât, Ouled Dilmi et zone éparse.

Lors du recensement de «2008» la commune comptait une population totale de «15978» dont«7416» habitants au chef-lieu.

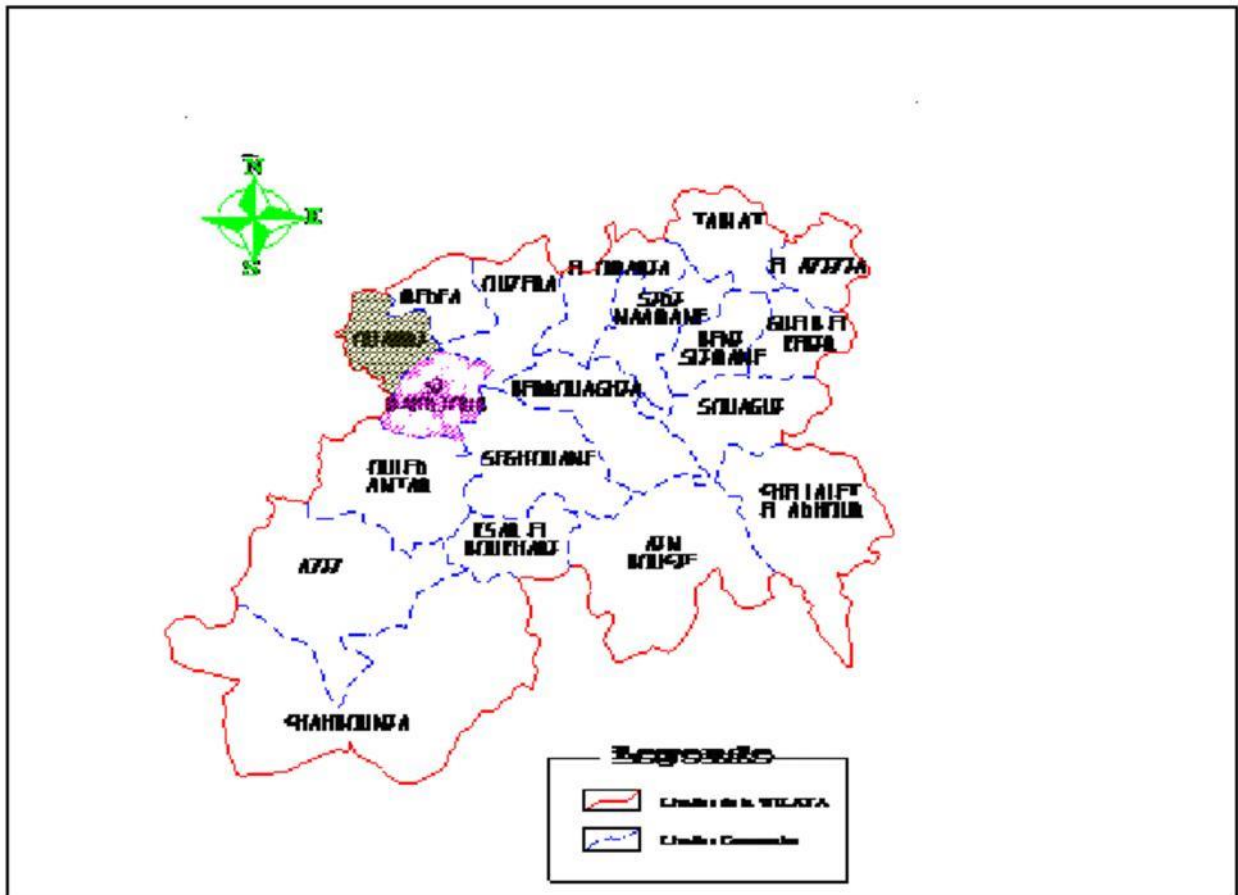


Figure N°I-1: Plan de situation de la zone d'étude.

I.2. Situation géologique et géotechnique :***I.2.1. Les Reliefs :***

La commune repose sur un massif montagneux faisant une partie du djebel Guellal, la commune d'Ouamri est dotée d'un relief très accidenté. L'ensemble structural est inséré entre :

- Au Nord-Ouest : Djebble Guenntas.
- Au Nord-Sud : Djebble Mouzaia.
- Au Sud-Est : Djebble Rasfa.
- Au Sud-Ouest : El –Harbil.
- La plus basse altitude qu'en rencontre est de 520m vers les l'extrême Sud-ouest du périmètre communal tandis que la plus haute seront supérieur à 1000m du coté de «Khahla».
- Presque la totalité de réseau hydrographique qui sillonne notre région est à sec pendant les saisons chaudes malgré la présence d'un grand nombre des sources. (source plan directeur d'aménagement et d'urbanisme de la commune d'Ouamri).

I.2.2. Les pentes :

L'analyse des pentes nous montre clairement les changements brusques entre l'allure des zones plus au moins plates à celles beaucoup plus abruptes.

- Pente de «0 à 10%» : cette marge de pente couvre surtout la zone extrême Sud-ouest de la limite communale, le replat représente la vallée de l'oued el chorfa.
- Pente de «10 à 15%» : ces dernières sont directement liées aux abords immédiats de la zone située ci-dessus, vers le sud, leurs réparation est très hétérogène.
- Pente de «15 à 20%» : ce type de pente représente la brusque transition entre les pentes de «10 à 15%» et celle supérieur à 20% d'où l'explication qu'ont attribué leur forme allongée et plus au moins étroite.
- Pentes supérieur à 20% : occupent une très importante superficie et culmination se localise surtout du côté sud et les parties latérales du site urbaine. (source plan directeur d'aménagement et d'urbanisme de la commune de Ouamri).

I.2.3. La géologie du site :

La géologie du site nous permet de prendre des dispositions nécessaires pour la réalisation des tranchées et aussi pour le choix des engins de terrassement.

Les différentes coupes géologiques réalisées dans la commune d'Ouamri nous permet de déduire que cette dernière est caractérisée par la présence des roches non consolidées et très hétérogènes parmi les formations qui influent directement sur la stabilité du bâti ; nous avons les argiles et les marnes qui prédominant.

I.2.4. La sismicité :

Notre région se située dans la classe qui représente un risque moyen. Qui est la classe II

I.3. Situation climatologique :***I.3.1. Le climat :***

La région de Médéa, à un climat continental, caractérisé par un été chaud et un hiver très froid. La saison chaude est sèche, elle s'étale du mois d'avril au mois de septembre, suivi d'une saison froide de novembre à mars.

I.3.2. La température :

En ce qui concerne les températures, leur maximum (32°) culmine pendant le mois de juillet tandis qu'elles peuvent descendre jusqu'à (3°) pendant les mois de (janvier et février).

I.3.3. La pluviométrie :

Les pluies sont généralement importantes en hiver, tandis qu'en été sont, dans la région de Ouamri les précipitations moyennes annuelles varient entre (300÷ 900 mm/an). (Source ANRH).

I.3.4. Les vents :

Le régime des vents est irrégulier au courant de la journée, le matin on rencontre une légère prédominance du côté de l'Ouest, midi le vent souffle vers le « Nord-Ouest » et le « Sud-ouest » tandis que pendant l'après-midi il vire carrément vers le nord.

Ainsi on pourra déduire que la direction du vent dans notre région s'oriente de l'Ouest vers le Nord (90°) dans le sens d'aiguille d'une montre.

I.4. Potentialités hydrauliques :

Les processus hydrodynamiques ont donné naissance d'une multitude de réseaux, hydrodynamique qui descendent sous forme d'arborescence pour rejoindre vers l'aval les Oueds de plus grand importance comme Oued Harbil, Oued Chelil, Oued Acheur. Dans le lit de ces oueds la vitesse diminue et dépose les matériaux alluvionnaires. Plusieurs sources gisent dans le périmètre communal.

I.5. Monographie et situation socio-économique :

Pour une superficie de **8800ha**, la commune de Ouamri, compte **15978** habitants au dernier recensement de **2008**, avec un taux d'accroissement de **2.8%**.

I.6. Aire d'étude :

L'aire d'étude est définie comme étant la zone incluse à l'intérieur du plan directeur d'aménagement et d'urbanisme de la ville de Ouamri .cette aire abrité **7416** habitants en **2008**, avec un taux d'accroissement de **2.37%**. La superficie totale de l'aire d'étude est environ **57.14 ha**.

I.6.1. Occupation des sols :**a- potentialité agricoles :**

La commune de Ouamri à une vocation agricole et dispose d'un potentiel agricole important. On note qu'à cet effet que 80% de ces terres appartiennent au secteur privé.

b- structure foncière :

L'agriculture de Ouamri était dominante avant la nouvelle réforme agraire, par le secteur privé qui détenait 80.09% de SAU secteur socialiste qui était représenté par un seul domaine autogéré à savoir : le domaine (Ben Rkia et Ben meziane), Occupait 961.52 ha soit 19.91% de SAU, actuellement les EAC occupent 19.15% et les EAI occupent 0.76% de SAU.

I.6.2. Population de la commune :

L'étude socio-économique s'intéresse aux mouvements naturels de la population (naissances, décès), ainsi qu'aux facteurs qui peuvent influencer sur ces événements (mariage, maladie, migration, scolarité...etc.).

Ces données, qui sont à la base de la démographie, sont indispensables à l'étude des problèmes sociaux, et donc à la conduite de la politique intérieur des autorités, mais aussi des grandes politiques en matière de développement.

Elles sont établies à partir des recensements, des registres d'état civil.

Tableau N°I -1 : Evolution de la population pour différent taux d'accroissement

Agglomération	RGPH 1998 (hab)	%	Taux d'accroissement (%)	DPAT 2007 (hab)	%
A.C.L	5714	38.30	2.68	7156	45.50

[Source subdivision de la ville de Ouamri.]

I.7. Présentation hydraulique :**I.7.1. Réseau d'alimentation en eau potable de la ville :**

Le réseau de distribution de la zone d'étude est de type combiné (maillé et ramifié), deux conduites principales en amiante ciment DN125mm, une conduite en Acier Galvanisé DN100mm et une conduite en PEHD DN200mm assure l'alimentation de toute la ville de Ouamri.

Une grande partie du réseau de distribution, plus de 44% qui est en amiante ciment est implanté dans les années soixante-dix, le reste du réseau est en Acier Galvanisé qui représente plus de 23% implanté dans les années soixante-dix, avec quelques tronçons en PEHD et en PVC, récemment réalisés.

Les linéaires des différents matériaux avec leurs diamètres sont représentés dans le tableau :

Tableau N°I-2: Les linéaires des différents matériaux

Diamètre	Année De réalisa- -tion	Long	Long	Long	Long	Long	Long	Long	Long	Long	Long	Long	Long
Matériau		(m) DN200	(m) DN150	(m) DN125	(m) DN110	(m) DN100	(m) DN90	(m) DN80	(m) DN750	(m) DN63 DN60	(m) DN50	(m) DN40	Totale (m)
PEHD	2007	490	/	/	325	/	458	/	481	/	456	338	2548
PVC	2007	/	/	/	152	/	/	/	/	830	/	/	982
AG	1970	/	536	/	/	242	/	/	/	170	296	1111	2355
AC	1970	/	/	400	/	1784	/	2440	/	/	/	/	4624
TOTALE		490	536	400	477	2026	458	2440	481	1000	752	1449	10509

Si dessous un graphique de proportion des matériaux de réseau.

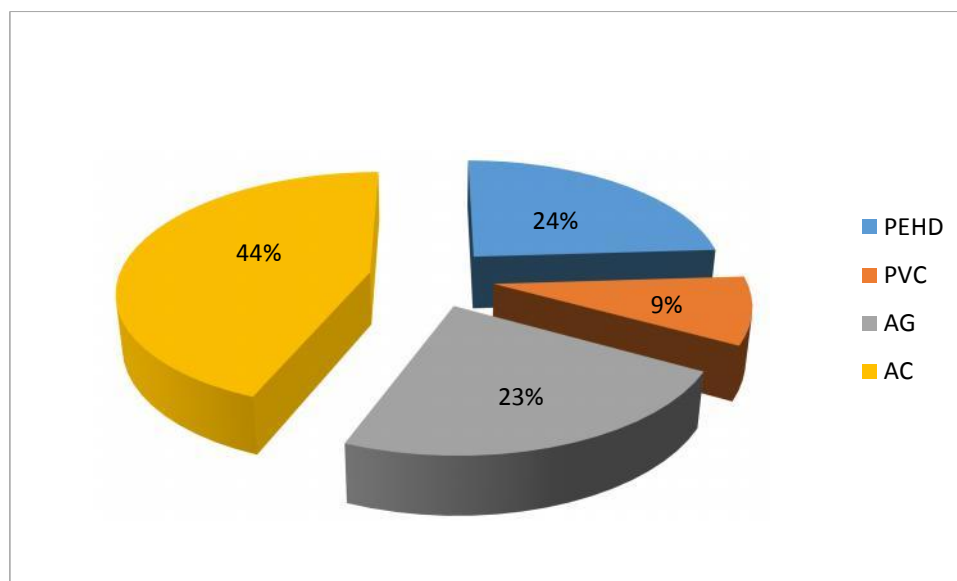


Figure N°I-2 : Graphique de proportion des matériaux de réseau existant

D’après ce bilan on constate que dans le réseau d’alimentation en eau potable de la ville de Ouamri , les conduites en Acier galvanisé et en amiante ciments sont majoritaires. Sachant que ces deux matériaux sont peu recommandés dans le domaine d’alimentation en potable et Le réseau de distribution du centre ville, connaît des fuites remarquables.

Ces fuites sont enregistrées dans leurs majorité au niveau des raccordements des pièces spéciales et elles sont causées principalement par (le dépassement de la durée de vie des conduites). Sur ce point de vue il est fortement recommandé de projeter un nouveau réseau de distribution avec un matériel plus adéquat tel que le PEHD.

1.7.2. Description des forages :

Les Forages de **Dhaoui, fersi** et **Ain Naoual** se situant dans la zone basse de la ville de Ouamri. Ils refoulent l'eau à l'aide des pompes immergées vers la station de reprise SP N°01, munie d'un réservoir rectangulaire de capacité 50 m³. Ces forages totalisent un débit de **08 l/s**. ses caractéristiques hydraulique sont les suivantes :

✓ **F01 :**

Forage Dhaoui débite actuellement 18 m³/h, soit 5 l/s et d'une HMT de 202 m.

✓ **F02 :**

Forage Fersi débite actuellement 10.8 m³/h, soit 3 l/s et d'une HMT de 204 m.

✓ **F03 :**

Forage Ain –Naoual est hors service depuis 2010.[source subdivision de la ville de Ouamri].

1.7.3. Les captages des sources :

1.7.3.a- Captage de la source de Ain Hanach:

La source de **Ain Hanach** débite actuellement **241.92 m³/j**, soit **2.8 l/s**, destinée pour l'alimentation de réservoir **100 m³** de la mosquée, avec une conduite en Amiante ciment de **DN60mm**.

1.7.3.b- Captage de la source de Ain El-Hamra:

La source de **Ain El-Hamra** débite actuellement **302.4 m³/j**, soit **3.5 l/s**, destinée pour l'alimentation de réservoir **100 m³** de la mosquée et le réservoir **150m³** de Ouamri, avec une conduite en PEHD de **DN75mm**.

1.7.3.c- Captage de la source de Ain Blafouri:

La source de **Ain Blafouri** débite actuellement **302.4 m³/j**, soit **3.5 l/s**, destinée pour l'alimentation de réservoir **100m³** de la mosquée et le réservoir **150m³** de Ouamri, avec une conduite en PEHD de **DN75mm**.

1.7.3.d- Captage de la source de Ain Nouaoura:

La source de **Ain Nouaoura** débite actuellement **29.38 m³/j**, soit **0.34 l/s**, destinée pour l'alimentation de réservoir **100 m³** de CEM, avec une conduite en PEHD de **DN50mm**.

I.7.3.e-Captage de la source de El-Gelta:

La source de **El-Gelta** débite actuellement **34.56 m³/j**, soit **0.4 l/s**, destinée pour l'alimentation de réservoir **100 m³** de CEM, avec une conduite en PEHD de **DN50mm**.

I.7.4.Les adductions :

Le système d'adduction de la zone d'étude est de type combiné (gravitaire et refoulement).

1-Les conduites d'adductions par refoulements, reliant la chaînes des forages à la station de reprise **SPN°01**; totalisent un linéaire de **4729 m**, dont :

- ✓ Une conduite en fonte **DN 125** sur une longueur de **700 ml** qui sort du forage Fersi et se raccorde à la conduite en Fonte **DN 100** qui sort aussi du forage Dhaoui qui continuent avec une conduite en fonte **DN 100** sur une longueur de **1634 ml**.
- ✓ Une conduite en fonte **DN100** qui sort du forage **Ain Naoual** et se joint la chambre de vannes sur une longueur de **190 ml**.
- ✓ Une conduite en acier **DN150** sort de la chambre de vannes sur une longueur de **280 ml** et qui continue en Amiante ciment **DN 150** sur une longueur de **1925ml** cette va vers la station de reprise **SPN°01**.

2-La conduite d'adduction par refoulement, reliant la station de reprise **SPN°01** à la station de reprise **SPN°02**; totalisent un linéaire de **1191m**, dont :

- ✓ A partir de la station de reprise **SPN°01**, une conduite de refoulement en fonte sur une longueur de **429ml** continue en **PVC DN160** sur une longueur de **762 ml** alimente la bache **100 m³** de la station de reprise **SPN°02**.

3-La conduite d'adduction par refoulement, reliant la station de reprise **SPN°02** aux deux réservoirs (**500+150 m³**) ; totalisent un linéaire de **1657 m**, dont :

- ✓ A partir de la station de reprise **SPN°02**, une conduite de refoulement en fonte sur une longueur de **671ml** continue en **PVC DN160** sur une longueur de **946 ml** alimente le réservoir **500 m³**.
- ✓ Une conduite en **Acier DN125** sur une longueur de **40ml** raccordé sur la conduite de refoulement venant de la station de reprise **SPN°02** et alimente le réservoir **100 m³** de Sidi Othmane.

4-Les conduites d'adduction par gravitation, reliant les sources à les réservoirs ; totalisent un linéaire de **6441m**, dont :

- ✓ Une conduite en **PEHD DN 75** sur une longueur de **1751 ml** qui sort de la source Ain Blafouri et se raccorde à la conduite en **PEHD DN 75** de longueur 600m, qui sort aussi de la source Ain El-Hamra qui continuent avec une conduite en **Amiante ciment DN 100** sur une longueur de **150 m** alimente le réservoir **150m³**.
- ✓ Une conduite en **amiante ciment DN 60** sur une longueur de **1300ml** qui sort de la source da Ain Hanach alimente le réservoir **100m³** du Mosquée.
- ✓ Une conduite en **PEHD DN 50** sur une longueur de **2040 ml** qui sort de la source Nouaoula et se raccorde à la conduite en **PEHD DN 50** qui sort aussi de la source d'El Gelta qui continuent avec une conduite en **Amiante ciment DN 80** sur une longueur de **600 m** alimente le réservoir **100m³** de CEM.[source subdivision de la ville d'Oumri].

1.7.5.Les stations de pompages et ouvrages de stockages :

1.7.5.1.les stations de pompages et reprises :

- La Station de reprise **SPN°01**, alimentant le réservoir **100 m³** la station **SPN°02**.
- La Station de reprise **SPN°02**, alimentant les réservoirs **R(500+150) m³**, **R100 m³** de Sidi Othmane .

1.7.5.2.Les réservoirs :

- ✓ **Le réservoir 500 m³**, de forme circulaire en béton armé et semi enterré, qui reçoit l'eau par refoulement à partir de la station de reprise SP2. Ce réservoir est réalisé en **2004**, alimente **la ville de Sidi Othmane** et une partie de chef lieu.
- ✓ **Le réservoir 150 m³**, de forme circulaire, en béton armé et semi enterré, qui reçoit l'eau par gravitation à partir des sources de Blafouri et Ain El Hamra, ce réservoir est raccordé sur la conduite de refoulement qui Venant de la station de reprise **SP2** en cas de diminution de débit des sources, Ce réservoir est réalisé courant dans les années **1970**, alimente **la ville de Sidi Othmane** et une partie de chef lieu. Ces deux réservoirs sont jumelés avec une capacité totale de **650 m³**.
- ✓ **Le réservoir 100 M³ de CEM**, de forme rectangulaire en béton armé et semi enterré, implanté dans le CEM d' Ouamri, qui reçoit l'eau par gravitation à l'aide d'une conduite en Amiante ciment de diamètre DN80 mm, à partir des sources de Ain Nouaoura et El-Gelta, ce réservoir est réalisé durant l'ère coloniale qui alimente une partie du chef lieu de la commune.
- ✓ **Le réservoir 100 m³ de la mosquée**, de forme circulaire en béton armé et semi enterré, implanté dans le centre ville de la commune d'Ouamri, qui reçoit l'eau par

gravitation à l'aide de deux conduites, en Amiante ciment des diamètres DN60 mm, l'une raccordé sur la conduite venant des sources de Blafouri et Ain El hamra, et l'autre venant de la source de Ain-Hanach, ce réservoir est réalisé durant l'ère coloniale (courant dans les années **1950**) qui alimente une partie du chef lieu de la commune.

- ✓ **Le réservoir 100 m³ de Sidi Othmane**, en béton armé et semi enterrés, implanté dans la localité de Sidi Othmane, qui reçoit l'eau par refoulement à l'aide d'une conduite en acier, de diamètre DN 125 mm qu'est raccordé sur la conduite venant de la station de reprise SP2. Ce réservoir est réalisé en **1986** et qui alimente les localités de Nouader et Zouatna.

Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons un aperçu général de la ville d'Ouamri, dont la topographie, le climat et l'état actuel du système d'alimentation en eau potable de la dite commune.

Ces différentes informations représentent les données de base pour l'élaboration de notre travail qu'est la conception d'un nouveau réseau de distribution de cette ville afin de résoudre les problèmes liés à l'alimentation en eau potable de la commune. A partir de ces données nous pouvons noter quelques points cruciaux :

- L'insuffisance d'eau en matière de quantité d'approvisionnement en eau potable, d'après les services gestionnaires de l'ADE, notamment durant la période estivale, constitue un véritable problème pour les abonnés.
- Le manque des poteaux d'incendies dans une agglomération d'une grande importance, et la nécessité de les projeter est obligatoire.
- Le réseau de distribution du centre ville, connaît des fuites remarquables. Ces fuites sont enregistrées dans leurs majorité au niveau des raccordements des pièces spéciales et elles sont causées principalement par (le dépassement de la durée de vie des conduites),
- La nécessité d'entretien périodique des ouvrages en ligne est impérative, voir même urgente.
- Etant donné la nature du relief l'alimentation se fait gravitaire ment bien que certaines adductions fonctionnent par refoulement les nappes se situant à la zone basse de la ville.
- La géologie de la zone doit être également prise en compte lors du choix des conduites à poser.

- La population de base est de **7416** habitants avec un taux d'accroissement **2.37 %**.

Chapitre II : estimation des besoins

Introduction :

Pour un avant projet, on s'en tiendra aux valeurs de base, une étude détaillée des besoins en eau d'une agglomération exige une norme fixée pour chaque Catégorie de consommateur. Cette norme unitaire (dotation) est définie comme un rapport entre le débit journalier et l'unité de consommateur (agent, élève, lit...).

Cette estimation en eau dépend de plusieurs facteurs (évaluation de la population, des équipements sanitaires, du niveau de vie de la population, etc...).

II.1.Démographie et estimation des besoins :***II.1.1.Évaluation démographique :***

L'évaluation démographique consiste à déterminer le nombre d'habitants à l'horizon d'étude. Elle s'effectue en tenant compte de trois facteurs principaux :

- La natalité ;
- La mortalité ;
- Et La migration.

Les durées d'estimation démographique peuvent être considérées comme suit :

- Long terme : 10 à 30 ans.
- Court terme : 03 à 10 ans.

Le choix de ces durées est en fonction de la vie économique de la structure à projeter.

II.1.2.La population :

La population de l'aire d'étude selon RGPH 2008 et de 7416 habitant le taux d'accroissement dans la ville de Ouamri selon l'A P C égale à **2.37%**.

II.1.3.Estimation de la population future :

Ils existent plusieurs méthodes d'estimation de la population parmi ces différentes méthode en dénombre :

- La méthode logistique.
- Décroissement à taux décroissant.
- Le graphique.

- Le graphique de comparaison.
- La progression géométrique.

La nature de la population algérienne est jeune et en pleine de croissance, donc on a choisit la méthode géométrique car elle est la mieux adéquate pour l'évolution de la population de la ville de Ouamri.

La population de base en 2008 est de l'ordre de **7416** habitant avec un taux d'accroissement égal à **2.37%**(selon l'A P C).la formule utilisée est la suivante :

$$P_n = P_0 * (1+T)^n \dots\dots\dots \text{II-1}$$

D'où :

- P_n : Population à l'horizon d'étude.
- P_0 : Population de base (**2008**).
- n : l'ecart d'années entre les deux horizons.
- T : taux d'accroissement.(**T=2.37%**), c'est le taux moyen annuel d'accroissement de la population en % qui dépend de plusieurs facteurs :
 - Mode de vie des habitants ;
 - L'éducation (planning familial) ;
 - Le développement socioculturel ;

Le tableau suivant représente l'évolution démographique concernant la zone d'étude.

Tableau N°II-1: L'évolution démographique.

Horizons	RGPH 2008	Actuel 2013	court terme 2015	moyen terme 2020	long terme 2030
Taux d'accroissement (%)	2.37	2.37	2.37	2.37	2.37
Population (ACL)	7416	8338	8737	9 823	12 416

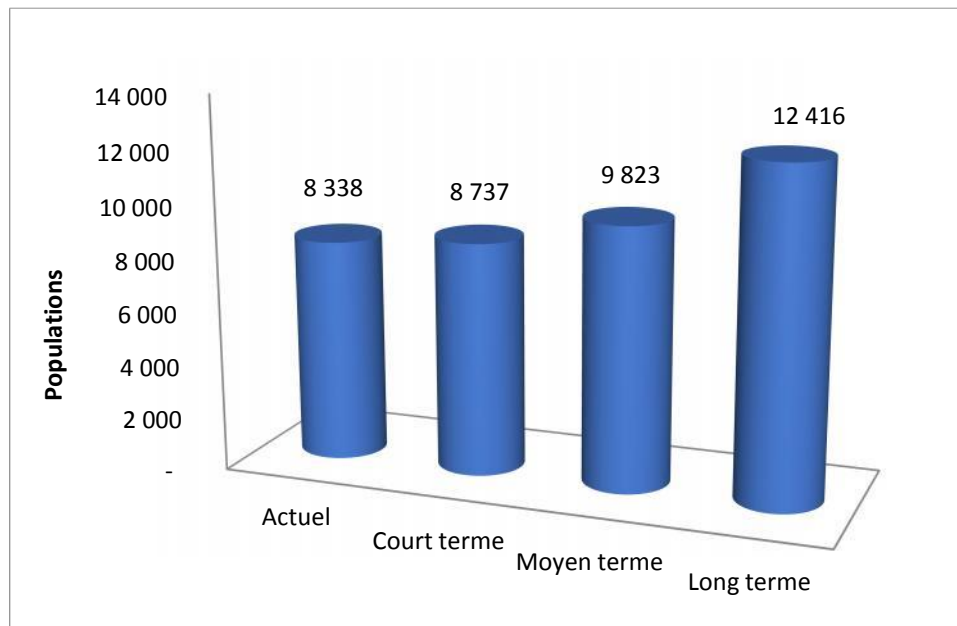


Figure N°II-1 : Graphique d'évolution démographique.

II.2. Estimation actuelle et futur des besoins en eau :

La zone d'étude est de type urbain et par conséquent, la norme de dotation unitaire journalière est de **150 l/j/hab** pour l'horizon (2012 et 2015), **200 l/j/hab** pour l'horizon (2020) et de **250 l/j/hab** pour l'horizon **2030**.

II.2.1. Besoins en eau par catégorie :

La consommation d'eau varie en fonction du type de consommateur. Mais avant tout projet d'alimentation en eau potable, il est nécessaire de procéder à un recensement de toutes les catégories de consommateurs rencontrés au niveau d'une agglomération.

Pour l'étude de la ville d'Ouamri il est nécessaire de se pencher sur les différentes catégories de besoins telles que :

- Besoins domestiques ;
- Besoins sanitaires ;
- Besoins scolaires ;
- Besoins commerciaux ;
- Besoins socioculturels et sportifs ;
- Besoins publics ;
- Besoins d'arrosages ;

II.2.2.Choix de la norme unitaire de la consommation :

La quantité d'eau nécessaire à l'alimentation d'une agglomération est généralement évaluée en litre par habitant et par 24 heures, par Carré de surface de végétaux, par mètre cube, par tonne de productivité, par tête d'animal, par véhicule....etc.

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

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

Il est très difficile d'évaluer avec précisions les besoins en eau d'une agglomération à cause de l'absence des systèmes de comptage au niveau des réservoirs et des conduites de distributions.

II.2.3.Détermination de la consommation moyenne journalière :

La consommation moyenne journalière de la zone concernée par l'étude, est égale à la dotation que multiplie le nombre total des habitants.

$$Q_{moy . j} = \frac{N_i q_i}{1000} \dots\dots\dots\text{II-2}$$

Q_{moy,j}: Consommation moyenne journalière [m³/j]

N_i: Nombre des usagers dans chaque groupe de catégorie de consommateurs.

q_i : Norme moyenne journalière de la consommation pour chaque usager (l/j.par usager)

*II.3. Calcul des besoins en eau pour chaque groupe de consommation :**II.3.1. Besoins domestiques :*

Les besoins domestiques pour les différents horizons sont indiqués dans le tableau suivant :

Tableau N°II-2: Besoins domestiques

Horizons	Nbr d'habitant [Habitant]	Dotation [l/hab/j]	Débit moy j [m ³ /j]
<i>Actuel (2013)</i>	8 338	150	1250.700
<i>Court terme (2015)</i>	8 737	150	1310,599
<i>Moyen terme (2020)</i>	9 823	200	1964,591
<i>Long terme (2030)</i>	12 416	250	3103,911

Ci-dessous un graphe descriptif de la variation des besoins domestiques en eau pour chaque horizon d'étude.

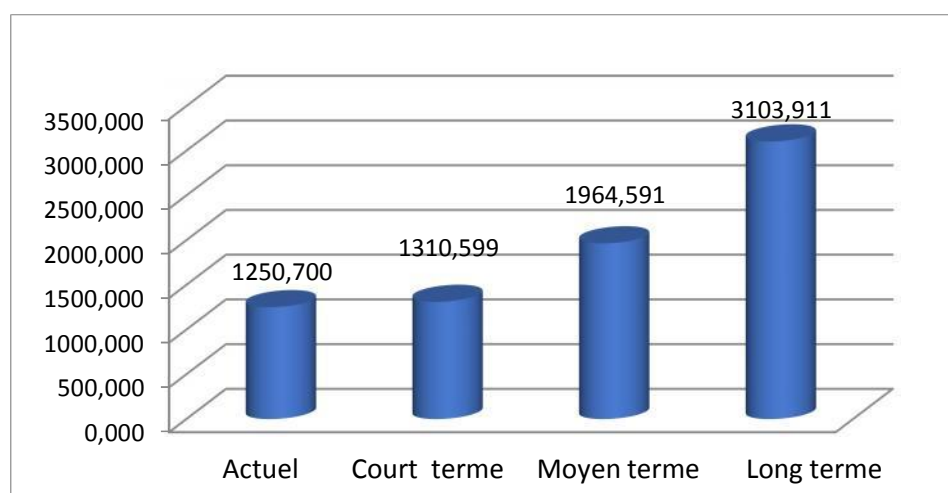


Figure N°II-2 : Graphique des besoins domestiques pour les différents horizons.

II.3.2. Besoins scolaires :

On entend par besoins scolaires, les quantités d'eau demandées par les écoles primaires, moyennes et secondaires, privées ou publics, les centres de formation...etc.

Tableau N°II.3 : Besoins scolaires

Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Q_{moyj} (m³/j)
2 école primaire	Elève	1675	10	16.75
2 C, E, M	Elève	1152	10	11.52
1. LYCEE	internat	155	30	4.65
	externat	418	20	8.36
C.F.P.A	Elèves	237	10	2.37
Total				43.65

II.3.1.3. Besoins sanitaires :

On entend par besoins sanitaire, les quantités d'eau demandées par les centres de santé, polyclinique, privées ou publics, les cabinets médicaux...etc.

Tableau N°II.4 : besoins sanitaires

Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Q_{moyj} (m³/j)
Centres de santé	Patient	100	20	0.2
polyclinique	Patient	100	15	0.15
3 cabinets médicaux	patient	5	20	0.1
Total				0.45

II.3.1.4. besoins administratifs :

On entend par besoins administratifs , les quantités d'eau demandées par les assemblés populaires communaux, gendarmerie, commissariat de police...etc.

Tableau N°II.5 : besoins administratifs

<i>Equipement</i>	<i>Unité</i>	<i>Nombre</i>	<i>Dotation (l/j/unité)</i>	<i>Qmoyj (m³/j)</i>
PTT	employé	30	15	0,45
Gendarmerie	agent	50	25	1.25
APC	employé	15	10	0.15
Daïra	employé	12	20	0.24
Commissariat de police	agent	10	15	0.15
Total				2.25

II.3.1.5. Besoins socioculturels :

On entend par besoins socioculturels, les quantités d'eau demandées par les centres culturel, les maisons des jeunes, stade...etc.

Tableau N°II.6 : besoins socioculturels

<i>Equipement</i>	<i>Unité</i>	<i>Nombre</i>	<i>Dotation (l/j/unité)</i>	<i>Qmoyj (m³/j)</i>
Centre culturel	Fidèle	100	15	1.5
3 Mosquées	Fidèle	800	20	32
Salle de sport	m ²	125	20	2.5
Maison de jeune	Jeune	120	15	1.8
Stade	vestiaire	1	10000	10
Total				31.8

II.3.1.6. besoins commerciaux :

On entend par besoins commerciaux, les quantités d'eau demandées par les marchés, les boucheries, boulangeries...etc.

Tableau N°II.7 : besoins commerciaux

<i>Equipement</i>	<i>Unité</i>	<i>Nombre</i>	<i>Dotation (l/j/unité)</i>	<i>Qmoyj (m³/j)</i>
Marche	m ²	425	5	2.125
Boulangerie	Unité	3	400	1.2
Boucherie	Unité	3	50	0.15
Abattoir	Unité	1	500	0.4
Total				4

II.3.1.7 Besoins d'arrosages :

On entend par besoins commerciaux, les quantités d'eau demandées par les jardins, les placettes,...etc.

Tableau N°II.8: Jardins et espaces verts

désignation	Superficie (m²)	Dotation moyenne [l/j.m²]	Consommation moyenne Journalière [m³/j]
3 jardins+1 placette	4000	5	20
Totale			20

Après étude détaillé des besoins, nous avons recensé tous les équipements existants et ceux qui sont programmés pour le court, le moyen et le long terme et effectué le calcul des besoins, pour chaque horizon d'étude.

Les résultats de calcul obtenus sont représentés dans le tableau Ci-dessous.

Tableau N°II.09 : Besoins d'équipements

BESOIN EN EQUIPEMENT	ACTUEL	PROJETE
Besoin Administratifs existant [m ³ /j]	2,25	/
Besoins scolaires et de formation [m ³ /j]	43,65	4,00
Besoins sanitaire [m ³ /j]	0,40	0,40
Besoins culturel [m ³ /j]	1,80	/
Besoins sportifs [m ³ /j]	10	5,00
Besoins cultuels [m ³ /j]	20,00	10,00
Besoins commerciaux [m ³ /j]	4,00	/
Besoins d'arrosages [m ³ /j]	20	10
TOTAL [m ³ /j]	102,10	29,4
<i>TOTAL</i> [m ³ /j]		<i>131.5</i>

II.3.1.8. Les pertes:

Compte tenu des quantités d'eau prévues pour les fuites de réseau de distribution, il est à noter :

- Réseau de distribution bien entretenue, les pertes aboutissent au 25 % de la consommation moyenne journalière.
- Réseau de distribution moyennement entretenue, les pertes sont comprises entre 25 % à 35 de la consommation moyenne journalière.
- Réseau de distribution mal entretenue, les pertes aboutissent ou dépassent les 50% de la consommation moyenne journalière. **Dans notre cas, les pertes sont de l'ordre de 30 %.**

II.3.2. Récapitulation des besoins en eau de l'agglomération :

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

Tableau N°II.10: Récapitulation des besoins eau de l'agglomération

Horizons	Nombre d'habitants Hab	Dotation l/j/hab	Besoins domestiques M ³ /j	Besoins d'équipements M ³ /j	Besoins total M ³ /j	Perte M ³ /j	Qmoy M ³ /j
2013	8338	150	1250.700	102.10	1352.8	414.66	1767.46
2015	8944	150	1341,599	131.500	1473.099	441.948	1915.047
2020	9823	200	1964.591	131.500	2096.091	628.827	2724.918
2030	12416	250	3103.911	131.500	3235.411	970.623	4206.034

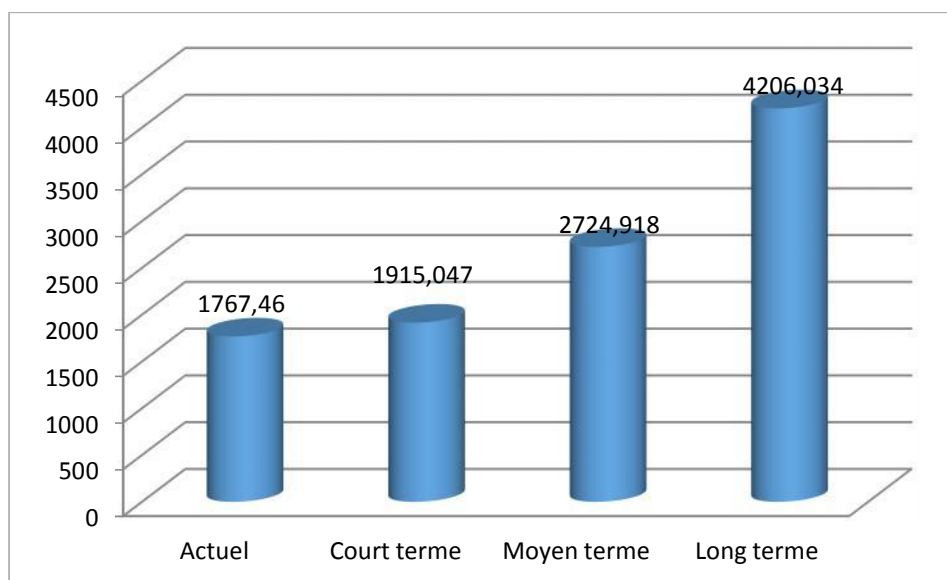


Figure N°II-3 : Estimation des besoins journaliers

Conclusion :

L'étude des différentes catégories des besoins que nous avons effectuée, est basée sur les dotations qui varient en fonction du nombre d'habitant. Nous avons évalué la consommation moyenne journalière de cette ville qui est de **4206.034m³/j**. Cette dernière nous permettra de déterminer les caractéristiques de la consommation en eau qui fera l'objet de notre prochain chapitre.

Chapitre III : variation de la consommation

Introduction :

Les besoins des consommateurs varient dans le temps. Celle-ci peut être journalière, hebdomadaire, mensuelle ou annuelle et dépend essentiellement du mode de vie de l'abonné. Ces variations servent à déterminer les rapports entre les besoins maximums journaliers et besoins moyens journaliers et aussi entre les débits maximums horaires et débits moyens horaires. Il faut noter que les fuites et le gaspillage sont pris en considération dans notre étude.

III.1. Variation de la consommation :

Les débits de consommation est variables dans le temps, parmi ces variations nous avons :

- Variation annuelle et saisonnière qui dépend du niveau de vie de l'agglomération ;
- Variation mensuelle qui de l'importance de la ville ;
- Variation journalière qui dépend du jour de la semaine ou la consommation est la plus importante ;
- Variation horaire qui dépend de régime de consommation de la population.

III.2. Etude de la variation des débits journaliers :

Pour projeter un régime de travail d'un système d'alimentation en eau, il faut adopter le graphique de consommation probable. Au cours d'année, il existe une journée où la consommation est maximale ; de même il existe une journée où la consommation est minimale.

III.2.1. Coefficient d'irrégularité maximale journalier ($K_{max,j}$) :

Par rapport à la consommation moyenne calculée, nous pouvons déterminer un rapport qui nous indique de combien de fois la consommation maximale est supérieure à la consommation moyenne, ce rapport est désigné par le terme de coefficient d'irrégularité journalière pour son calcul, on utilise la formule suivante :

$$K_{max . j} = \frac{Q_{max . j}}{Q_{moy . j}} \dots \dots \dots III - 1$$

Avec :

Q_{moyj} : débit moyen journalier (m^3/j).

- Q_{maxj} : débit maximum journalier (m^3/j).
- K_{maxj} : coefficient d'irrégularité journalière est égale à :
 - $K_{\text{max,j}} = 1.1 \div 1.3$ pour les besoins domestiques ;
 - $K_{\text{max,j}} = 1.0$ pour d'autres besoins. Donc pour notre cas on prend $K_{\text{max,j}}=1.3$.

Ce coefficient consiste à prévenir les fuites et les gaspillages et les erreurs de statistique.

III.2.2.Coefficient d'irrégularité minimale journalier ($K_{\text{min,j}}$) :

Ce coefficient définie comme étant le rapport entre la consommation journalière minimale et la consommation moyenne journalière ; nous permet de déterminer le débit minimum journalier en envisageant une sous consommation en fonction de l'importance de l'agglomération, donc on a :

$$K_{\text{min . j}} = \frac{Q_{\text{min . j}}}{Q_{\text{moy . j}}} \dots\dots\dots \text{..III} - 2$$

Avec :

- Q_{moyj} : débit moyen journalier (m^3/j).
- Q_{minj} : débit minimum journalier (m^3/j).
- K_{minj} : varie entre **0,7à 0,9** .Pour notre cas nous prenons $K_{\text{minj}}=0,9$

III.3.Etude de la variation des débits horaires :

Durant la journée la plus chargée de l'année, il existe des variations importantes de la consommation d'une heure à une autre, d'où ils existe donc deux rapports de consommation par rapport à la moyenne :

III.3.1.Coefficient d'irrégularité maximale horaire ($K_{\text{max,h}}$) :

Ce coefficient représente l'augmentation de la consommation horaire dans la journée. C'est ce qu'on appelle le débit de pointe. pour son calcule, on utilise la formule suivante :

$$K_{\text{max . h}} = \frac{Q_{\text{max . h}}}{Q_{\text{moy . h}}} = \alpha_{\text{max}} * \beta_{\text{max}} \dots\dots\dots \text{..III-3}$$

Avec :

- Q_{moyh} : débit moyen horaire (m^3/h).
- Q_{maxh} : débit minimum horaire(m^3/h).
- $K_{max,h}$: coefficient d'irrégularité.
- α_{max} : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et de régime du travail, varie de **1.2** à **1.5** et dépend du niveau de développement local. pour notre cas on prend **$\alpha_{max}=1.3$** .
- β_{max} : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population. Le tableau N°III-1 donne sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Tableau N°III.1 : Variation du β_{max} en fonction de nombre d'habitant.[2].

Population	< 1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	50000
β_{max}	2	1.8	1.6	1.5	1.4	1.3	1.2	1.15

Pour notre cas on a un nombre d'habitants de **12416 hab.** donc : $\beta_{max}=1,267$.

- **$K_{max,h}=1,3*1,27=1,65(2030)$** .

Ce coefficient de pointe, qui de 1.65, nous oriente vers le graphique de consommation figurant dans le tableau N°III-3.

III.3.2.Coefficient d'irrégularité minimale horaire ($K_{min,h}$) :

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

$$K_{min .h} = \frac{Q_{min .h}}{Q_{moy .h}} = \alpha_{min} * \beta_{min} \dots \dots \dots III-4$$

Avec :

- Q_{moyh} : débit moyen horaire (m^3/h).

- $Q_{\min h}$: débit minimum horaire (m^3/h).
- $K_{\min,h}$: coefficient d'irrégularité.
- α_{\min} : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et de régime du travail, varie de **0.4 à 0.6** pour notre cas en prend **$\alpha_{\min}=0.5$** .
- β_{\min} : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population. Le tableau N°III-2 donne sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Tableau N°III.2 : Variation du β_{\min} en fonction de nombre d'habitant.[2].

Population	< 1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	50000
β_{\min}	0.1	0.1	0.1	0.2	0.25	0.4	0.5	0.7

Pour notre cas on a un nombre d'habitants de **12416 hab.** donc : $\beta_{\min}=0,47$

- $K_{\min h}=0.5*0.47=0.235$ pour (2030).

III.4.détermination des débits :

III.4.1. Détermination de débit maximal (min) journalier :

Le débit maximal journalier se définit comme étant le débit de la journée de l'année ou la consommation est maximale.il sert comme élément de base dans le dimensionnement d'un système d'alimentation en eau potable, il s'exprime par :

$$Q_{\max j} = Q_{\text{moyj}} * K_{\max j} \quad (m^3/j).....III-5$$

Ou :

- $Q_{\max j}$: Le débit maximal journalier.
- $K_{\max j}$: Le coefficient de pointe maximale journalier.
- Q_{moyj} :Le débit moyen journalier.

III.4.1.1-Bilan des besoins moyens journaliers :

Le tableau suivant présente le bilan des besoins totaux en eau dans la ville de Ouamri sur tous les horizons d'étude :

Tableau N°III-3 : Les besoins moyens journaliers

Horizon	Actuel 2013	court terme 2015	moyen terme 2020	long terme 2030
Besoins domestiques [m ³ /j]	1250.70 0	1310,599	1964,591	3103,911
Besoins des équipements [m ³ /j]	82.10	101.5	101.5	101.5
les pertes [m ³ /j]	414.66	441.948	628.827	970.623
Arrosage et placette [m ³ /j]	20	30	30	30
Q_{moyj} (Besoins domestiques + équipements+pertes+arrosa ge) [m³/j]	1767.46	1915.047	2724.918	4206.034

III.4.1.2-Les besoins en eau maximale et minimale journalière de la ville :

Le tableau suivant présente les besoins en eau maximale et minimale journalière dans la ville de Ouamri sur tous les horizons d'étude :

Tableau N°III.4:les besoins en eau maximale et minimale journalière.

Horizons	Q moyj	Kmaxj	Q maxj	Q max	Kminj	Qminj	Qmin
	m ³ /j	/	m ³ /j	l/s	/	m ³ /j	l/s
2013	1747.46	1,300	2271.698	26.293	0.9	1572.714	18.203
2015	1885.047	1,300	2450.561	28.363	0.9	1696.542	19.636
2020	2694.918	1,300	3503.393	40.549	0.9	2452.426	28.072
2030	4176.034	1,300	5428.844	62.834	0.9	3758.431	43.500

Tableau N°III.5:les besoins en eau pour l’arrozage.

Horizons	Q moyj m ³ /j	Kmaxj /	Q maxj m ³ /j	Kminj /	Qminj m ³ /j
2013	20	1,00	20	0.9	18
2015	30	1,00	30	0.9	27
2020	30	1,00	30	0.9	27
2030	30	1,00	30	0.9	27

III.4.2.Détermination des débits horaires :

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

III.4.2.1-Débit moyen horaire :

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante :

$$Q_{moy,h} = \frac{Q_{max,j}}{T} (m^3/h).....III-6$$

Avec :

- Q_{moy,h} : débit moyen horaire en m³/h ;
- Q_{max,j} : débit maximum journalier en m³/j ;

Donc : $Q_{moy,h} = \frac{5428.84}{24} = 226.20m^3/h.$

$Q_{moy,h} = 226.20 m^3/h=62.834l/s$

III.4.2.2- 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 :

$$Q_{max,h} = K_{max,h} * Q_{moy,h}III - 7$$

On a donc : $Q_{max,h} = 1.65 * 226.20 = 373.23m^3/h$

III.4.2.3- Détermination du débit minimum horaire :

C'est un débit minimal atteint lors de la consommation horaire et il est donné par la formule suivante :

$$Q_{\min h} = K_{\min h} * Q_{moyh} \dots\dots\dots III - 8$$

On a donc : $Q_{\min h} = K_{\min h} * Q_{moyh} = 0.24 * 226.2 = 54.288m^3 / h$

III.5. Etude de la variation des débits horaires : [2]

Le débit horaire d'une agglomération est variable selon l'importance de cette dernière. La variation des débits horaires dans une journée est représentée en fonction du nombre d'habitants dans le tableau (N°III-5) :

Tableau N°III.6 : Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants : [2]

Heures	Nombre d'habitants				
	Moins de 10000	10001 à 50000	50001 à 100000	Plus de 100000	Agglomération de type rurale
0-1	01	1.5	03	3.35	0.75
1-2	01	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	01	1.5	2.5	3.3	01
3-4	01	1.5	2.6	3.2	01
4-5	02	2.5	3.5	3.25	03
5-6	03	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	05	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.5	6.25	4.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	06
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	07	05	4.4	4.6	8.5
13-14	07	05	4.1	4.55	06

Suite du tableau N° III.5 : répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants : [2]

Heures (h)	Nombre d'habitants				
	Moins de 10000	10001 à 50000	50001 à 100000	Plus de 100000	Agglomération de type rurale
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	05
15-16	4.5	06	4.4	4.7	05
16-17	05	06	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	05	4.5	4.4	06
19-20	5.0	4.5	4.5	4.3	06
20-21	4.5	04	4.5	4.3	06
21-22	03	03	4.8	3.75	03
22-23	02	02	4.6	3.75	02
23-24	01	1.5	3.3	3.7	01

[Source : Abramov.A.E.P]

Remarque :

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

Pour notre cas on choisit la répartition variant entre **10001** et **50000** hab. (puisque le nombre d'habitants à l'année **2030** sera **12416 hab.**), dont la répartition est indiquée dans le tableau N° III.6 :

Tableau N°III-7 : Coefficient de répartition des débits horaires (12416 habitants)

Heurs(h)	Coefficient(%)
0-1	1.5
1-2	1.5
2-3	1.5
3-4	1.5
4-5	2.5
5-6	3.5
6-7	4.5
7-8	5.5
8-9	6.25
9-10	6.25
10-11	6.25
11-12	6.25
12-13	05
13-14	05
14-15	5.5
15-16	06
16-17	06
17-18	5.5
18-19	05
19-20	4.5
20-21	04
21-22	03
22-23	02
23-24	1.5

III.5.1.Détermination de la répartition des débits horaires :

Le débit horaire est la consommation de l’agglomération durant une heure précise.il s’obtient par la formule suivante :

$$Q_h = \frac{P \% Q_{\max,j}}{100} \dots\dots\dots\text{III-9}$$

Avec :

- Q_h = débit horaire nécessaire
- P% = pourcentage horaire.

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

Les résultats de calculs sont représentés dans le tableau ci-dessous.

Tableau N°III.8: Répartition des débits horaires.

Heures	Agglomération		Arrosage		Le débit maximum journalier total		Le débit cumulé	
	Q _{max,j} =5428.844m ³ /j		Q _{max,j} =30 m ³ /j		Q _{max,j} =5458.844m ³ /j		Q _{max,j}	
(h)	(%)	m ³ /h	%	m ³ /h	%	m ³ /h	%	m ³ /h
0-1	1,5	81,433			1,492	81,433	1,492	81,433
1-2	1,5	81,433			1,492	81,433	2,984	162,865
2-3	1,5	81,433			1,492	81,433	4,475	244,298
3-4	1,5	81,433			1,492	81,433	5,967	325,731
4-5	2,5	135,721			2,486	135,721	8,453	461,452
5-6	3,5	190,010			3,481	190,0095	11,934	651,461
6-7	4,5	244,298	25	7,5	4,613	251,798	16,547	903,259
7-8	5,5	298,586	25	7,5	5,607	306,086	22,154	1209,346
8-9	6,25	339,303			6,216	339,303	28,369	1548,648
9-10	6,25	339,303			6,216	339,303	34,585	1887,951
10-11	6,25	339,303			6,216	339,303	40,801	2227,254
11-12	6,25	339,303			6,216	339,303	47,0165	2566,557

Suite du tableau N°III.2: Répartition des débits horaires.

Heure	Agglomération		Arrosage		Le débit maximum journalier total		Le débit cumulé	
	$Q_{max,j}=5428.844m^3/j$		$Q_{max,j}=30 m^3/j$		$Q_{max,j}=5458.844m^3/j$		$Q_{max,j}$	
12-13	5	271,442			4,973	271,442	51,989	2837,999
13-14	5	271,442			4,973	271,442	56,962	3109,441
14-15	5,5	298,586			5,469	298,586	62,431	3408,028
15-16	6	325,731			5,967	325,731	68,398	3733,758
16-17	6	325,731			5,967	325,731	74,365	4059,489
17-18	5,5	298,586	25	7,5	5,607	306,086	79,973	4365,575
18-19	5	271,442	25	7,5	5,109	278,942	85,082	4644,517
19-20	4,5	244,298			4,475	244,298	89,558	4888,815
20-21	4	217,154			3,978	217,154	93,536	5105,969
21-22	3	162,865			2,983	162,865	96,519	5268,834
22-23	2	108,577			1,989	108,577	98,508	5377,411
23-24	1,5	81,433			1,492	81,433	100	5458,844
Total	100	5428,844	100	30	100	5458,844		

1. Interprétation du tableau :

L'analyse du tableau nous montre que la durée de forte consommation (heure de pointe) de l'agglomération est de 8h à 12h et le débit maximum horaire égale à $Q_{max,h}=339.303 m^3/h$ et celle de faible consommation est de 23h à 4h du matin avec un débit de $Q_{min,h}=81.433 m^3/h$.

2. Graphique de consommation et courbe intégrale de la consommation de l'agglomération :

Il s'agit d'une représentation graphique des résultats des calculs précédents et consignés dans le tableau ci-dessus.(voir les graphes ci-dessous).

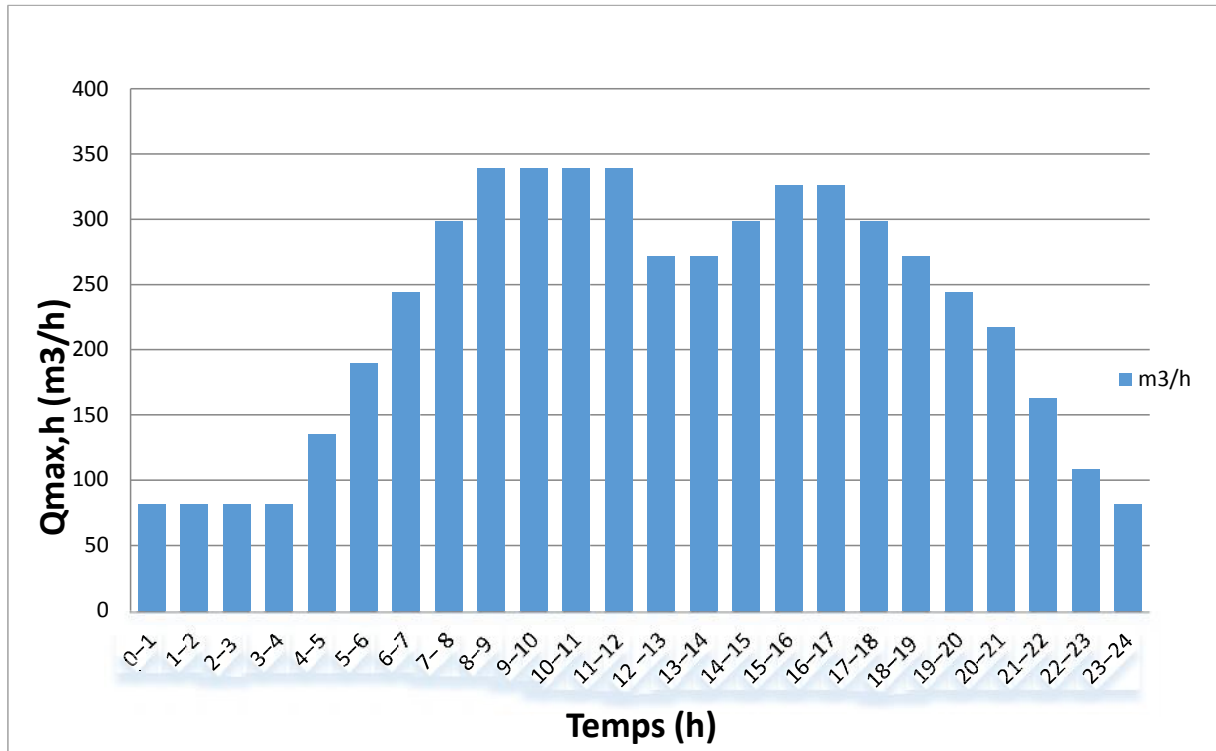


Figure N°III-1 : Graphique de consommation en eau de l'agglomération

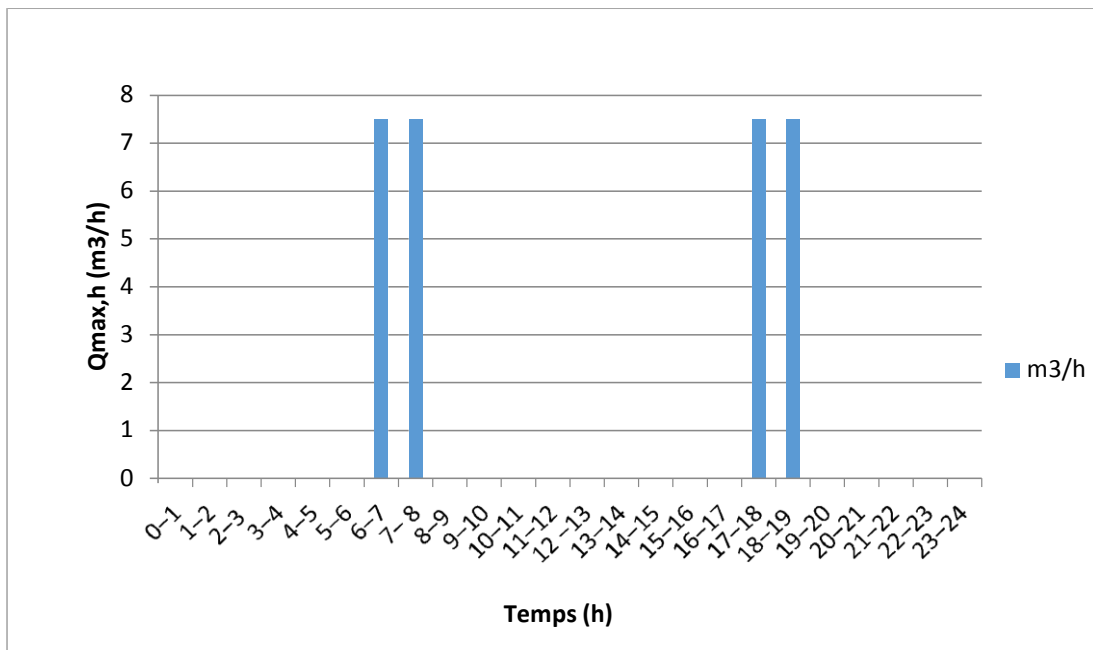


Figure N°III-2 : Graphique de la consommation en eau de l'arrosage.

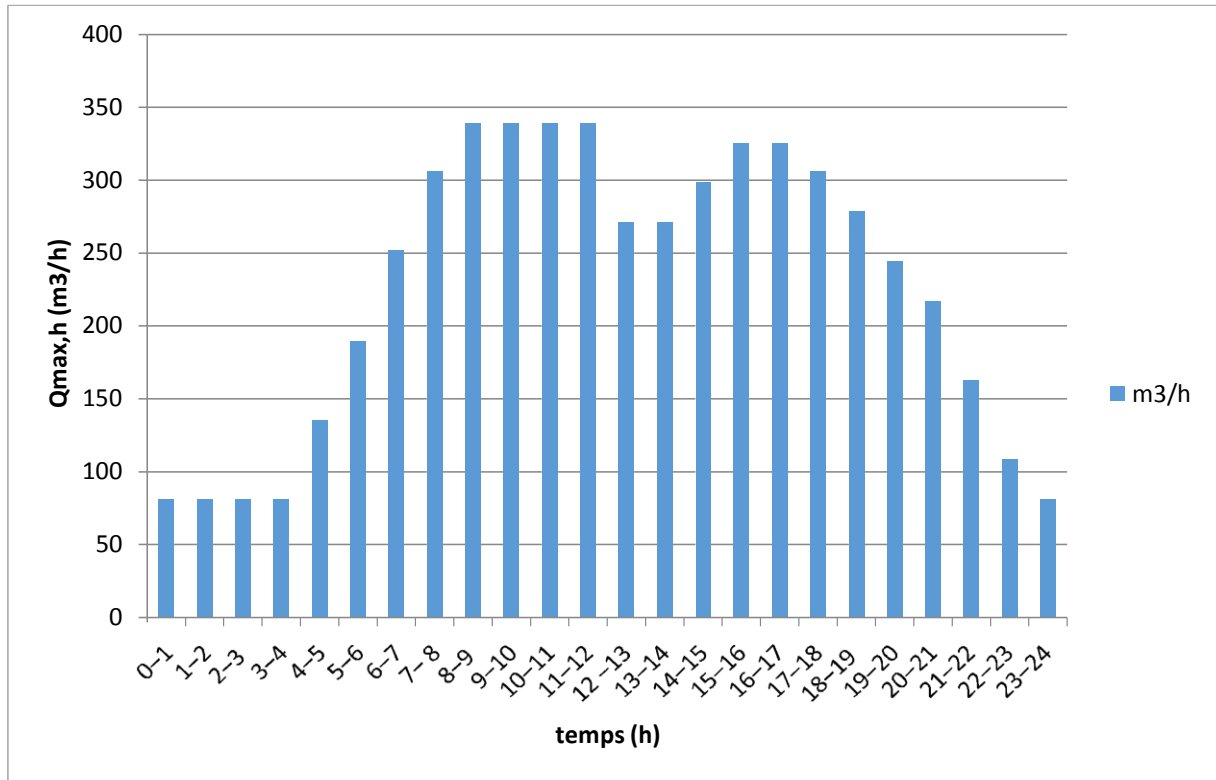


Figure N°III-3 : Graphique de consommation totale de l'agglomération.

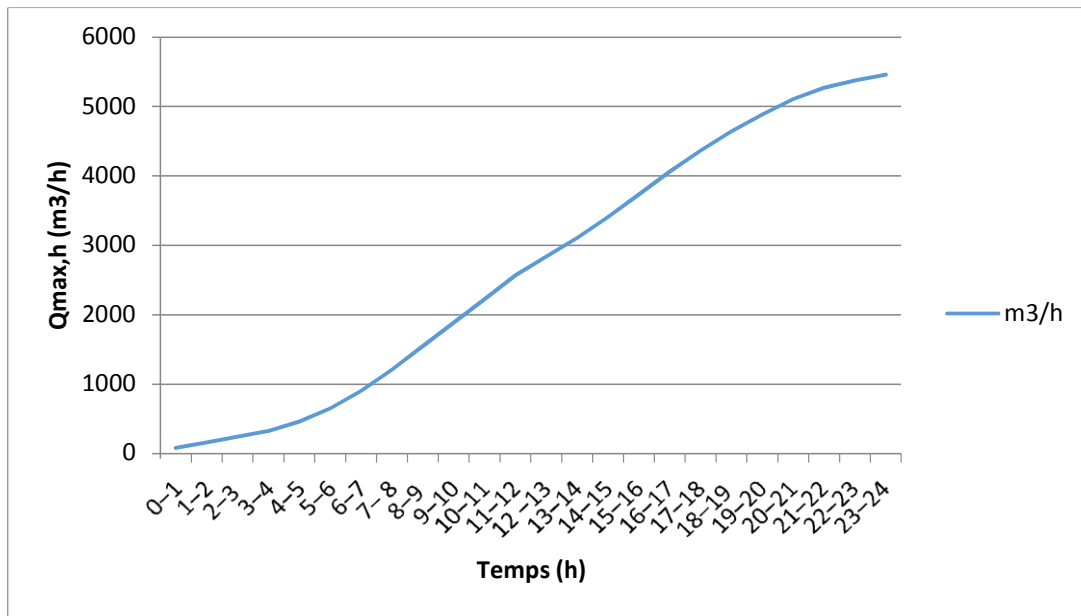


Figure N°III-4 : Courbe intégrale de la consommation totale de l'agglomération.

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons calculé les débits journaliers (maximum et minimum) et tracé les courbes de consommation horaires, afin de connaître la consommation totale de l'agglomération ainsi que les débits horaires (moyen, maximum et minimum).

Chapitre I V:les réservoirs

Introduction :

Les réservoirs sont généralement des ouvrages intermédiaires entre les réseaux d'adduction et de distributions. Ils jouent un rôle très important dans un réseau d'alimentation en eau potable et peuvent avoir plusieurs fonctions. Ils constituent une réserve qui permet d'assurer aux heures de pointe les débits maximaux demandés de plus, ils permettent de combattre efficacement les incendies, dans ce chapitre nous vérifierons si la capacité existante est suffisante ou si nous devons projeter d'autres réservoirs.

IV.1.Rôles des réservoirs :

- Régularisation le fonctionnement de la station de pompage.
- Simplification l'exploitation.
- Assurer les pressions nécessaires en tout point du réseau.
- Coordination du régime d'adduction d'eau au régime de distribution.
- Maintenir l'eau d'une température constante et préserver des contaminations.
- Jouer le rôle de brise charge dans le cas d'une distribution étagée.
- Jouer le rôle de relais. [1]

IV.2.localisation des réservoirs :

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

- Pour des raisons d'économie, il est préférable que son remplissage se fasse par gravité, ce qui implique qu'on puisse le placer à un niveau bas par rapport à la prise d'eau.
- L'alimentation du réseau de distribution doit se faire par gravité, le réservoir doit être construit à un niveau supérieur à celui de l'agglomération.

Lorsque plusieurs réservoirs sont nécessaires on doit les implanter de préférence soit en extrémité du réseau ; soit à proximité du centre important de consommation.[2]

IV.3.Choix de la cote d'implantation :

Il y a deux solutions pour la localisation :

- Le château d'eau ou réservoir haut dont l'altitude permet d'assurer gravitairement l'alimentation de tous les points d'eau, aux heures de pointe, du réseau de distribution aval ;

- Le réservoir bas dont l'altitude est indépendante des cotes piézométriques aval ; il a comme contrepartie l'emploi obligatoire d'engins de relèvement (suppresseurs) entre le réservoir et le réseau de distribution.

Il y a également des systèmes mixtes ou seulement une partie du réseau demande l'utilisation de suppressesurs. Le choix entre les systèmes dépend de critères objectifs (coût d'exploitation, investissement), de critères de sécurité d'exploitation (on admet ou non l'interposition d'engins mécaniques entre le réservoir et l'utilisateur), mais également de critères sociaux-esthétiques (urbanisme), les réservoirs bas pouvant être intégrés (dissimulés) dans un paysage urbain ou rural, à l'inverse des châteaux d'eau pour lesquels une recherche esthétique peut conduire à des résultats non unanimement admis et souvent à un renchérissement sensible du coût.[3]

IV.4. Principe de fonctionnement :

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

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

IV.5. Classification des réservoirs :

D'après la nature des matériaux, on distingue :

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

D'après la situation des lieux, ils peuvent être :

- Le réservoir enterré.
- Le réservoir semi-enterré.
- Surélevés, Sur tour .

D'après des considérations esthétiques, ils peuvent :

- Soit affirmer les fonctions de l'ouvrage ;
- Soit intégrer au paysage. [4].

IV.6. Les réservoirs existants :

Les réservoirs de stockage du réseau d'adduction constituent les réservoirs de tête des réseaux de distribution des différentes localités à desservir. Ces Cinq réservoirs sont :

- Construit en béton armé.
- Quatre de ces réservoirs sont de forme circulaire et un est de forme rectangulaire.
- Fonction stockage et alimentation.
- Ces réservoirs reçoivent l'eau à partir de l'adduction

Pour notre cas les réservoirs sont de type réservoirs semi enterré et qui présente les avantages suivants :

- Économie sur les frais de construction.
- Étude architecturale très simplifiée.
- Etanchéité plus facile à réaliser.
- Conservation de la température constante de l'eau ainsi emmagasinée. [3]

IV.7. Vérification de la capacité du réservoir:

Pour satisfaire au rôle qu'il doit jouer, le réservoir doit avoir une capacité suffisante. Cette dernière 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 situé en amont et, d'autre part de la variation de la demande.

Le plus souvent, la capacité est calculée en tenant compte des variations journalières, du jour de la plus forte consommation et de la réserve d'eau destinée à l'incendie. [2]

IV.8. Principe de calcul :

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

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

-Soit la méthode analytique qui tient aussi compte des débits d'apport et ceux de départ du réservoir. [2]

IV.9. Capacité pratique du réservoir :

La capacité calculée d'un réservoir doit être arrondie aux capacités usuelles des réservoirs pour faciliter sa réalisation.

Soient : 100, 250, 500, 1000, 1500, 2000, 2500, 5000, 7500, 10000 m³.

IV.10. Comparaison entre le volume calculé et le volume existant :

Puisque notre agglomération est alimentée par des réservoirs qui se trouvent à la tête de l'agglomération donc notre distribution sera gravitaire. Et la base des graphique de consommation qu'on a fait dans le chapitre II du ce projet on peut établir la capacité du réservoir.

On bien on a la méthode analytique qu'elle est basée à la fois sur le régime de consommation le long de la journée et du temps de fonctionnement de la pompe.

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

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

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

V_U : volume utile du réservoir.

Q_{max j} : débit maximal journalier.

a% : pourcentage du volume maximal qui devant être stocker.

Tableau IV-1 : Détermination de la capacité du réservoir.

Heures	Apports (%)	Consommation (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
00--01	0.00	1.5		1.50	8.50
01--02	0.00	1.5		1.50	7.00
02--03	0.00	1.5		1.50	5.50
03--04	0.00	1.5		1.50	4.00
04--05	5.00	2.5	2.50		6.50
05--06	5.00	3.5	1.50		8.00
06--07	5.00	4.5	0.50		8.50
07--08	5.00	5.5		0.50	8.00
08--09	5.00	6.25		1.25	6.75
09--10	5.00	6.25		1.25	5.50
10--11	5.00	6.25		1.25	4.25
11--12	5.00	6.25		1.25	3.00
12--13	5.00	5		0.00	3.00
13--14	5.00	5		0.00	3.00
14--15	5.00	5.5		0.50	2.50
15--16	5.00	6		1.00	1.50
16--17	5.00	6		1.00	0.50
17--18	5.00	5.5		0.50	0.00
18--19	5.00	5		0.00	0.00
19--20	5.00	4.5	0.50		0.50
20--21	5.00	4	1.00		1.50
21--22	5.00	3	2.00		3.50
22--23	5.00	2	3.00		6.50
23--00	5.00	1.5	3.50		10.00
Total	1.00	1.00			-

On trouve : $a=10.0\%$.

D'où le volume utile sera :

$$V_u = \frac{10.00 * 5458.844}{100} = 545.8844m^3$$

En ajoutant bien sûr la réserve minimale destinée à l'incendie, qui est estimée à $120m^3$. Et donc le volume total du réservoir sera : $V_t = V_{cal} + V_{inc}$

Donc : $V_t = 545.8844+120 = 665.8844m^3$.

Tableau N°IV-2 : Comparaison entre le volume existant et calculée

Besoins de stockage de la ville de Ouamri	
Horizons	2030
a (%)	10
Q_{maxj} (m ³ /j)	5458.844
Capacité résiduelle (m3)	546
Réserve d'incendie (m3)	120
Capacité Totale (m3)	666
Capacité disponible (m3)	950
Surplus (m3)	284
Réservoir projeté (m3)	--

L'analyse des résultats insérés dans le tableau ci-dessus, permet d'avancer l'interprétation suivante:

Les besoins en matière d'ouvrage de stockage du chef lieu d'Ouamri, **à long terme**, soit à l'horizon **2030** s'élève à **666 M3**, quant à la capacité disponible elle est de **950 m3**, donc en satisfait les besoins en matière de stockage pour l'an **2030**. on conclue que la capacité existante est largement suffisante pour satisfaire les besoins de notre agglomération. Par conséquent, aucun autre réservoir ne sera projeté.

IV.11. Equipements hydrauliques du réservoir :

Il est utile de prévoir de placer la plupart des équipements dans une chambre de manœuvre accolée au réservoir.

IV.11.1. Adduction ou conduite d'arrivée :

C'est la conduite provenant de la source gravitairement ou par refoulement qui tend à remplir le réservoir. Selon la qualité de l'eau, cette arrivée peut avoir différents endroits au niveau de la cuve ; ceci pour permettre un bon brassage et une articulation de l'eau au niveau de la cuve tout en conservant le volume d'incendie intact et renouvelable pour éviter la contamination.

On distingue différents cas :

- arrivée par le haut en surverse;
- arrivée par le fond ou par le bas ;
- arrivée par le haut avec conduite noyée ;

Mais actuellement en pratique, l'arrivée par le bas ou par le fond sont à conseiller pour pouvoir brasser convenablement l'eau. [2]

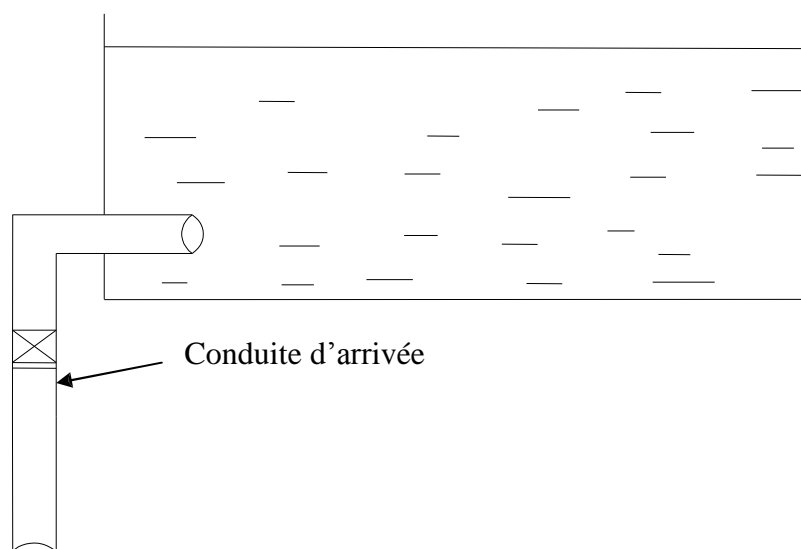


Figure IV.1. Arrivée de la conduite d'adduction par le bas

IV.11.2. Conduite de départ ou de distribution :

Cette conduite est placée à l'opposé de la conduite d'arrivée à quelque centimètre au-dessus du radier (15 à 20 cm) pour éviter l'entrée des matières en suspension. L'extrémité est munie d'une crépine courbée pour éviter le phénomène de vortex (pénétration d'air dans la conduite). Cette conduite est équipée d'une vanne à survitesse permettant la fermeture rapide en cas de rupture au niveau de cette conduite [2]

IV.11.3. Trop-plein :

Cette conduite permet d'évacuer l'excès d'eau dans le réservoir en cas où la pompe ne s'arrête pas. Si le réservoir est compartimenté, chaque cuve doit être munie d'une conduite de trop-plein. Ces conduites doivent se réunir dans la chambre de manœuvre pour former un joint hydraulique évitant la pénétration de tous corps étranger. [2]

IV.11.4. Conduite de décharge ou de vidange :

Elle part du point bas du réservoir et se raccorde sur la canalisation de trop-plein. Elle comporte un robinet vanne, les conduites d'adduction, de distribution, de trop-plein et de vidange doivent être prévues dans tous les réservoirs. S'il ya risque de gel, l'adduction et la distribution doivent être calorifugées. [4]

IV.11.5. Dispositions spéciales :***IV.11.5.1. Conduite by-pass :***

C'est un tronçon de conduite qui relie la conduite d'arrivée et la conduite de départ dans le cas d'un réservoir unique non compartimenté. Cette conduite fonctionne quand le réservoir est isolé pour son entretien ou dans le cas d'un incendie à forte charge. [4]

IV.11.5.2. Matérialisation de la réserve d'incendie :

C'est une disposition spéciale de la tuyauterie qui permet d'interrompre l'écoulement, une fois le niveau de la réserve d'incendie atteint. Pour cela ; nous avons intérêt à équiper notre ouvrage, d'un système à siphon permettant de transiter l'eau du réservoir tout en

préservant la quantité destinée pour l'incendie. Cette interdiction sera bien entendu, levée par une manœuvre manuelle, effectuée sur place ou à distance en cas d'incendie. Autrement dit, un évent d'un siphon interdit l'utilisation de l'eau au dessus d'un niveau défini au préalable.

Le système de fonctionnement est le suivant (figure IV.4).

- Fonctionnement normal : 1 et 3 : ouverts 2 fermé.
- Cas d'incendie. Il suffit d'ouvrir 2

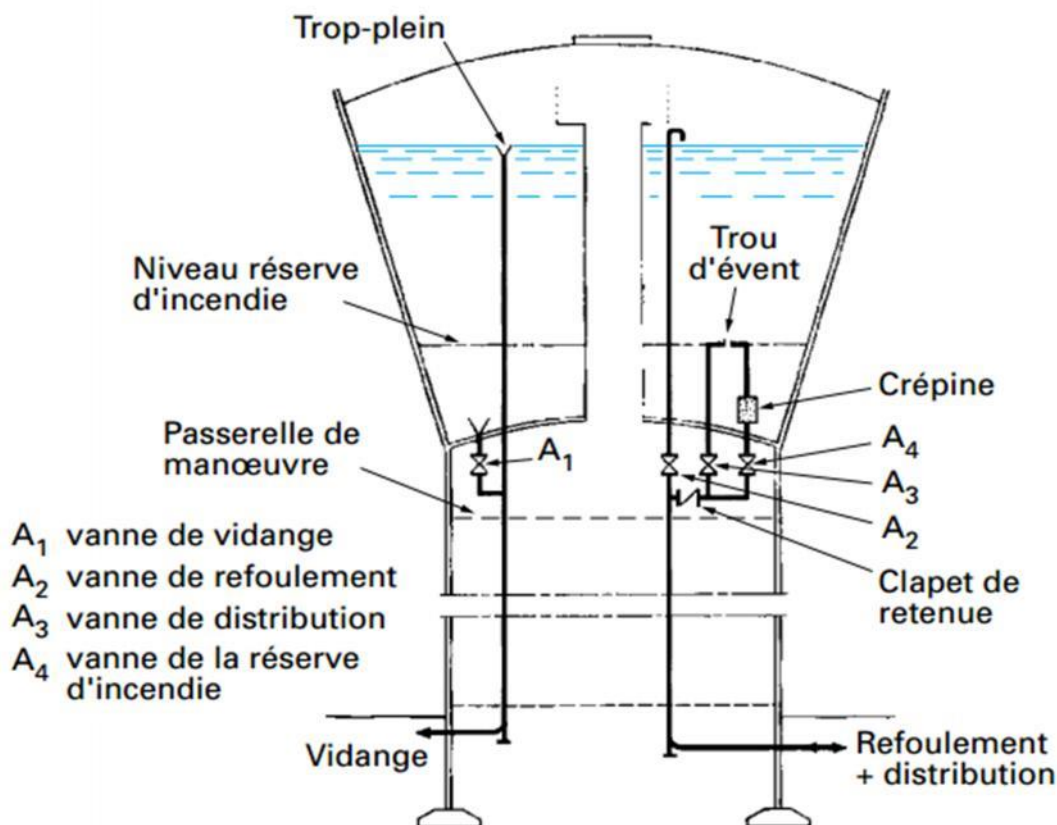


Figure IV-2 : Equipement de réservoir

IV.11.6. Dispositifs de régulation :

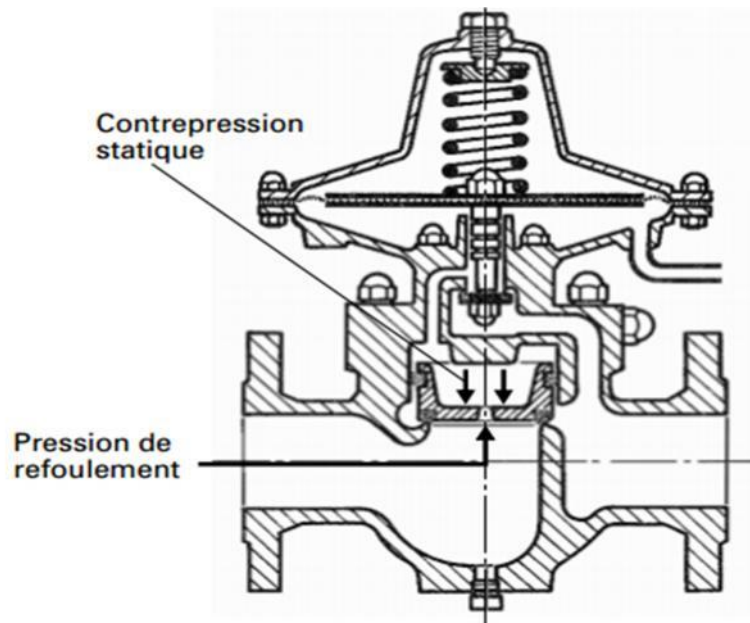
IV.11.6.1. Robinet à flotteurs :

Ils sont disposés sur l'arrivée d'eau au réservoir. Ils permettent, notamment dans le cas de petites installations, de supprimer le dispositif de télétransmission électrique d'arrêt de pompage lorsque le réservoir est plein. La fermeture assez lente du robinet à flotteur ralentit la vitesse dans la conduite de refoulement, ce qui permet, au moyen d'un relais à palette disposé à la station de pompage, de couper la marche de la pompe.[3]

IV.11.5.2. Robinet automatique de remplissage:

Un piston, assurant la fermeture du robinet, reçoit sur une face la pression de refoulement et sur l'autre la contre-pression statique du réservoir avec un tarage d'ajustement par ressort tant que le niveau de trop-plein n'est pas atteint, le robinet reste ouvert et le réservoir se remplit. Une fois le réservoir plein, le piston se plaque sur l'orifice et empêche le

passage de l'eau refoulée. Le rôle de ce robinet est semblable à celui du robinet à flotteur, mais il peut être placé sur la conduite d'alimentation, au pied du réservoir.[3]



FigureIV-3 :Robinet automatique de remplissage.

IV.11.5.3. Autres équipements :

Il existe toute une panoplie moderne de détecteurs à ultrasons, de sondes capacitatives, de capteurs de pression hydrostatique permettant de piloter par impulsions les vannes et robinets.[3]

IV.12. Entretien des réservoirs :

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

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

- Isolement et vidange de la cuve ;
- Elimination des dépôts sur les parois ;

- Examen et réparations éventuelles de celles-ci ;
- Désinfection à l'aide des produits chlorés ;
- Remise en service ;

A noter que le réservoir est le maillon le plus faible de toute la chaîne de distribution parce qu'il met l'eau en contact avec l'atmosphère.

Conclusion :

La ville de Ouamri est dotée actuellement de 5 châteaux d'eau avec une capacité de stockage de 950 m³ et la détermination de la capacité de stockage des 5 châteaux d'eau de la ville de Ouamri est calculée sur la base du débit de consommation. $Q_{\max} = 5458.444 \text{ m}^3/\text{j}$ pour l'horizon de l'étude, nous a conduit à un volume de : $V = (V_{\text{cal}}) + (V_{\text{inc}}) = 545.8844 + 120 = 665.8844 \text{ m}^3$. Ce qui nous ramène à observer un excédent de stockage de l'ordre de 284 m³.

A titre de comparaison, on remarque qu'il n'est pas utile de projeter d'autre château d'eau.

Chapitre V : réseau de distribution

Introduction :

A partir des réservoirs, l'eau est distribuée dans un réseau de canalisations sur lesquelles les branchements seront piqués en vue de l'alimentation des abonnés. Les canalisations devront en conséquence présenter un diamètre suffisant, de façon à assurer le débit maximal avec une pression au sol compatible avec la hauteur des immeubles.

V.1.L'alimentation en eau potable :

L'Alimentation en Eau Potable comprend l'ensemble des opérations d'approvisionnement de la population en eau potable, depuis le prélèvement du milieu naturel jusqu'à l'abonné.

Nous distinguons plusieurs étapes dans le processus de production et d'acheminement de l'eau. La première étape est le Captage, qui consiste à recueillir les eaux souterraines. Ensuite l'étape d'Adduction qui permet de transférer l'eau de la zone de captage jusqu'au réservoir et enfin vient la distribution vers l'abonné.

V.2.Système d'alimentation en eau potable de la ville d'Ouamri :***V.2.1.Réseau actuel et projeté de distribution de la ville :***

Le réseau de distribution d'eau potable de la ville d'Ouamri, est mixte entre maillé et ramifié, conçu à grande partie en Amiante ciment et acier galvanisé, quelque tronçons en PEHD.

Le réseau de la ville d'Ouamri est alimenté par :

- ✓ Les réservoirs 500+150m³.
- ✓ Le réservoir 100m³ de Mosquée.
- ✓ Le réservoir 100m³ de Sidi Othmane
- ✓ Le réservoir 100m³ de CEM. qui sont alimentés par les forages F01, F02 et les différentes sources ont été décrites dans la partie présentation de l'agglomération.

Ces réservoirs alimentent les secteurs :

✓ Le centre ville :

Le réseau de distribution à fait objet de réalisation dans les années 1970, il est conçu en Amiante ciment avec des diamètres DN 125 et DN 80 mm, et en acier galvanisé avec des

diamètres DN 40 mm et quelque tronçons en PEHD de diamètres DN 90 et DN 50mm, Ce réseau est de type mixte (ramifié et maillé), Ce secteur est alimenté à partir des réservoirs de 100M³ (de Mosquée) et 100M³ (de CEM).

✓ **La ville de Sidi Othmane :**

Le réseau de distribution à fait objet de réalisation en 1982, de type mixte, il est conçu en Amiante ciment avec des diamètres DN 100 et DN 80 mm et en PEHD (réalisé en 2007) avec des diamètres DN 40, 50, 75, 90,110 et 200 mm auquel il s'ajoute des tronçons en acier galvanisé DN40 mm, Ce secteur est alimenté à partir des réservoirs de (500+150)M³.

✓ **Le quartier Nouader et zouatna :**

Le réseau de distribution à fait objet de réalisation aux années 1970, il est conçu en acier galvanisé avec des diamètres DN 150, DN 100 et DN 40 mm auquel il s'ajoute des tronçons en PEHD (réalisé en 2007) avec des diamètres DN 110 mm et 40 mm, et des tronçons en PVC (réalisé en 2007) avec des diamètres DN 75 et DN 63 mm de type ramifié, Ce secteur est alimenté à partir du réservoir 100M³ de sidi Othmane.

Etant donné l'état actuel du réseau nous avons pris les décisions suivantes

- ✓ Une rénovation du réseau de distribution actuel.
- ✓ La nécessité d'entretien périodique des ouvrages en ligne est impérative, voir même urgente.
- ✓ L'extension du réseau de distribution se fera conformément aux perspectives de PDEAU.

V.2.2.Dimensionnement et simulation du réseau :

V.2.2.1.Principes de dimensionnement du réseau :

le nouveau réseau de distribution de la ville d'Ouamri sera alimenté par quatre réservoir de tête (réservoir existant) c'est-à-dire on a divisé l'aire d'étude en quatre zone(système de zoning) chaque zone sera alimenté par son ouvrage de stockage ;par conséquent le principe de dimensionnement d'un système à quatre réservoirs de tête s'y applique ; ces principe sont :

- L'application de tracé d'un réseau maillé en premier lieu ;
- Localisation des nœuds d'alimentation du réseau ;

- Application de la première loi de la méthode de calcul du réseau maillé : en un nœud quelconque d'une maille, la somme des débits entrants est égale à la somme des débits entrants est égales à la somme des débits sortants.
- Détermination des débits donnés par chaque réservoir ;
- La détermination de pression aux sols se fait moyennant la méthode de détermination de la ligne d'influence ;
- Le remplissage du réservoir le plus bas se fait dans le cas de faible consommation ;
- Les diamètres formant les tronçons du réseau de distribution seront déterminés en tenant compte des conditions des diamètres avantageux avec le plus grand débit dans les deux cas de débits transités (cas de pointe ; cas de pointe+incendie) l'alimentation se fait gravitairement.

V.2.2.2. Les différents types de réseau :

On distingue trois types de réseaux :

- Réseau ramifié.
- Réseau étagé.
- Réseau maillé.

V.2.2.2.a. Le réseau ramifié :

Le réseau ramifié est constitué d'une conduite principale et des conduites secondaires (branches) tout au long de la conduite principale : c'est un réseau arborescent qui n'assure aucune distribution de retour. Il suffit qu'une panne se produise sur la conduite principale pour que toute la population à l'aval soit privée d'eau. [2]

V.2.2.2.b. Le Réseau étagé :

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

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

V.2.2.2.c. Le réseau maillé :

Un réseau maillé est constitué d'une série de tronçons disposés de telle manière qu'il soit possible de décrire une ou plusieurs boucles fermées en suivant le tracé. Contrairement aux réseaux ramifiés ; le réseau maillé assure une distribution en retour en cas de panne d'un tronçon. [2]

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

Dans le cas de notre étude, le réseau maillé a été retenu.

V.2.2.3. Conception d'un réseau :

Pour concevoir un réseau de distribution, nous sommes appelés à prendre en compte un certain nombre des facteurs :

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

V.2.2.4. Choix du type de matériaux :

Le choix est établi sur des critères d'ordre technique à savoir le diamètre, la pression de service, les conditions de pose et sur des critères d'ordre économique qui englobent le prix de la fourniture, le transport et la pose.

Il est toute une panoplie de type de conduites sur le marché. en voici quelques uns avec leurs avantages et inconvénients :

✓ Tuyaux en fonte :

Les tuyaux en fonte présentent plusieurs avantages aussi des inconvénients.

a- Avantages :

- ✓ Bonne résistance aux sollicitations du fluide.
- ✓ Bonne résistance aux chocs et charges compressibles.

- ✓ Longueur des conduites variant de 6 à 16 m, ce qui réduit le nombre de joint et par conséquent une réduction des risques de fuite.

- ✓ Facilité de pose.

b- Inconvénient :

- ✓ Sensible à la corrosion des sols agressifs, ce qui nécessite une protection cathodique et une maintenance rigoureuse.

- ✓ Risque de déformation des conduites pendant leur transport et un coût très élevé pendant la pose.

- ✓ Mauvaise résistance au cisaillement.

- ✓ Une durée de vie d'environ 30 ans.

- ✓ Ils peuvent être un facteur de la dégradation de la qualité de l'eau.

❖ **Tuyaux en acier :**

les tuyaux en acier sont beaucoup plus légers que les tuyaux en fonte d'où l'économie sur le transport et la pose.

a- Avantages :

- ✓ Résistance aux contraintes (choc, écrasement).

- ✓ Les tuyaux en acier permettent aussi une pression élevée.

b- Inconvénient :

- ✓ Leur principal inconvénient est la corrosion c'est –à-dire sensible à la corrosion des sols agressifs ce qui nécessite une protection cathodique et une maintenance rigoureuse et qui peut être à l'origine de la dégradation de la qualité de l'eau dans le réseau de distribution si ces mesures drastiques ne sont pas prises et observées (rénovation de la conduite concernée par une nouvelle conduite par exemple).

❖ **Tuyaux en P.E.H.D :**

a- Avantages :

- ✓ Bonne résistance à la corrosion interne, externe, microbiologique et à l'entartrage.

- ✓ Disponibilité sur le marché.

- ✓ Facilité de pose (grande flexibilité), fiabilité au niveau des branchements (réduction de risque de fuite).

- ✓ Possibilité d'enroulement en couronne pour les petits diamètres.

- ✓ Bonne caractéristique hydraulique (coefficient de rugosité très faible).

- ✓ durée de vie prouvée par l'expérience et le test de vieillissement théorique de 50ans à une température de 20°C.

b- inconvénient :

- nécessité une grande technicité pour la jonction.

Etant donné leur disponibilité sur le marché, leur bon comportement hydraulique, facilité de leur pose et leur bonne capacité de préservation de la qualité de l'eau depuis son injection dans le réseau jusqu'au robinet de l'utilisateur, nous choisissons les conduites en P.E.H.D.

V.2.2.5.Choix des diamètres des conduites :

Le choix du diamètre doit obéir aux considérations technico-économiques.

Se référer aux diamètres normalisés donnés dans les albums, ne pas descendre au dessous de 0.040, voire 0.080m, dans les tronçons sur lesquels il est prévu l'installation de bouches d'incendie, le diamètre minimal sera de 0.100m ou, mieux encore, 0.150m.[4]

V.2.2.6.Vitesse dans le réseau de distribution :

La vitesse de l'eau dans les conduites sera de l'ordre de 0.20 à 1.00 m/s. on évitera, sans que cette condition soit impérative, les vitesses supérieures à 1m/s, de même que celles inférieures à 0.20 m/s. les faibles vitesses favorisent la formation de dépôts qu'il est parfois difficile d'évacuer. Aussi, dans les voies secondaires il est nécessaire parfois de prévoir des décharges systématiques en certains points : bouches de lavage ou d'arrosages, manoeuvres des pompiers, etc...., car les vitesses maximales de l'ordre de 1m /s permettent d'envisager des augmentations de consommation sans que l'utilisateur n'en souffre trop.[4]

NB : il est important de souligner que ces limites ne sont pas absolues par ce que pour certains auteurs les vitesses ne doivent jamais descendre en dessous de 0.3 m/s et ils ne doivent pas dépasser 2.5 m/s.

V.2.2.7.Pression à garantir :

Le réseau doit être calculé pour satisfaire, notamment, aux conditions de pression suivantes :

1°Une charge minimale de 3.00 m doit être prévue sur les orifices de puisage les plus élevés (5.00m dans le cas de chauffe-eau instantané).

2°En vue de la bonne tenue des canalisations et, notamment, de leurs joints, il ya lieu d'éviter en ville seulement des pressions supérieures à 40m qui risquent d'apporter des désordres (fuites notamment) et certains bruits désagréables dans les installations intérieures d'abonnés. Si, néanmoins, de telles pressions devaient se manifester, il y aurait lieu, en vue de les diminuer, soit d'envisager une distribution étagée, soit de prévoir l'installation sur le réseau d'appareils réducteurs de pression. A titre indicatif, selon la hauteur des immeubles, on prévoit les pressions maximales suivantes, au sol, exprimées en mètres d'eau :

- 12 à 15 m pour un étage ;
- 16 à 19 m pour deux étages ;
- 24 à 27 m pour quatre étages ;
- 40 à 67m pour sept étages ;
- 50 à 70m pour (8 à 10) étages.

En ce qui concerne les immeubles plus élevés, leurs propriétaires se trouvent dans l'obligation d'installer, dans les sous-sols. .[4]

NB : il est tout de même important de noter que la pression doit être comprise entre 2 à 6 bars et ce pour permettre aux équipements accessoires du réseau de distribution de fonctionner correctement et éviter ainsi leurs détériorations.

V.2.3. Principe du tracé du réseau maillé :

Le tracé se fait comme suit :

- Tout d'abord, il faut repérer les consommateurs importants.
- repérer les quartiers ayant une densité de population importante ;
- déterminer l'itinéraire (sens) principal pour assurer la distribution à ces consommateurs
- suivant ce sens, tracer les conduites principales en parallèle ;
- Ces conduites principales doivent être 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.2.4. Calcul hydraulique du réseau maille :

Le dimensionnement et la détermination des débits dans un réseau maillé s'effectuent de la manière suivante :

Tout d'abord nous déterminons

- la longueur de chaque tronçon du réseau maillé
- les débits routes pendant les heures considérées
- le débit spécifique à partir des débits en route
- les débits supposés concentrés aux nœuds.

V.2.4.1. Détermination des paramètres de dimensionnement :

a. Débit route :

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

$$\sum Q_r = Q_{cons} - \sum Q_{conc} \dots\dots\dots V-1$$

Avec :

- $\sum Q_r$: débit route global (l/s)
- Q_{cons} : débit consommé (l/s)
- $\sum Q_{conc}$: Somme des débits concentrés (l/s)

b. Débit spécifique :

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

$$Q_{spe} = \frac{\sum Q_r}{\sum L_i} \dots\dots\dots V-2$$

- Q_{spe} : débit spécifique (l/s/m)
- $\sum L_i$: somme des longueurs des tronçons du réseau (m)

c. Débit au nœud :

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

$$Q_{n,i} = 0.5\sum Q_{ri-k} + \sum Q_{conc} \dots \dots \dots V-3$$

Avec :

- $Q_{n,i}$: débit au nœud i (l/s)
- $\sum Q_{ri-k}$: somme des débits en route des tronçons reliés au nœud i (l/s)
- $\sum Q_{conc}$: somme des débits concentrés au nœud (l/s)

Les débits énumérés ci-dessus nous permettent de dimensionner le réseau de distribution pour les deux cas : de pointe et de pointe +incendie.

V.2.4.2.Calcul des débits :

a. Cas de pointe :

Le cas de pointe est détecté à partir du graphique de consommation (figure III.3) entre 8 heures et 9 heures.

Nous avons : $Q_{cons} = 339.303 m^3/h = 94.251 l/s$

et $Q_{conc} = 0$ (pas de débit concentré) ,Donc $Q_{route} = Q_{cons} = 94.251 l/s$

$\sum Li = 12788 m$; donc : $Q_{spc} = 94.251/12788 = 0,00737 l/s/m$

Tableau N°V.1 : Récapitulatif des débits de calcul pour ce cas de pointe.

Heure de pointe (8 heures à 12 heures)	Q_{cons} (l/s)	94.251
	Q_{conc} (l/s)	0
	Q_{route} (l/s)	94.251
	$\sum Li$ (m)	12788
	Q_{spc} (l/s/m)	0.00737

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

Tous les résultats du calcul sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous.

a-Zone N°01 :

Tableau N°V.2 : Calcul des débits aux nœuds : cas de pointe (zone N°01)

N° nœud	Du nœud au noeud		l(m)	Qsp (l/s)	Qr (l/s)	0,5Qr (l/s)	Qnodal(l/s)
1	J-1	R-1	302,08	Conduite de départ			0,64855
	J-1	J-2	13,28	0,00737	0,0979	0,04894	
	J-1	J-8	162,71	0,00737	1,1992	0,59961	
2	J-2	J-1	13,28	conduite assurant			0,406507
	J-2	J-3	362,12	un service d'extrémité			
	J-2	J-4	110,31	0,00737	0,813	0,40651	
3	J-3	J-2	362,12	0,00737	2,6689	1,33446	1,334461
4	J-4	J-2	110,31	0,00737	0,813	0,40651	1,228145
	J-4	J-5	73,18	0,00737	0,5394	0,26968	
	J-4	J-8	149,78	0,00737	1,1039	0,55196	
5	J-5	J-4	73,18	0,00737	0,5394	0,26968	0,72833
	J-5	J-6	64,72	0,00737	0,477	0,2385	
	J-5	J-9	59,74	0,00737	0,4403	0,22015	
6	J-6	J-5	64,72	0,00737	0,477	0,2385	0,708909
	J-6	J-7	64,79	0,00737	0,4775	0,23876	
	J-6	J-20	62,86	0,00737	0,4633	0,23165	
7	J-7	J-6	64,79	0,00737	0,4775	0,23876	0,691479
	J-7	J-8	52,29	0,00737	0,3854	0,1927	
	J-7	J-19	70,56	0,00737	0,52	0,26002	
8	J-8	J-1	162,71	0,00737	1,1992	0,59961	1,344263
	J-8	J-4	149,78	0,00737	1,1039	0,55196	
	J-8	J-7	52,29	0,00737	0,3854	0,1927	
9	J-9	J-5	59,74	0,00737	0,4403	0,22015	1,60366
	J-9	J-11	55,2	0,00737	0,4068	0,20342	
	J-9	J-10	156,98	0,00737	1,157	0,57849	
	J-9	J-20	163,25	0,00737	1,2032	0,6016	
10	J-10	J-9	156,98	0,00737	1,157	0,57849	0,578492
11	J-11	j-9	55,2	0,00737	0,4068	0,20342	1,631004
	J-11	j-12	156,93	0,00737	1,1566	0,57831	
	j-11	j-13	28,04	0,00737	0,2067	0,10333	
	j-11	j-29	202,42	0,00737	1,4919	0,74594	
12	j-12	j-11	156,93	0,00737	1,1566	0,57831	0,578308
13	j-13	j-11	28,04	0,00737	0,2067	0,10333	0,696011
	j-13	j-14	107,87	0,00737	0,795	0,39752	
	j-13	j-17	52,96	0,00737	0,3903	0,19516	
14	j-14	j-13	107,87	0,00737	0,795	0,39752	0,838516
	j-14	j-15	48,62	0,00737	0,3583	0,17917	
	j-14	j-16	71,05	0,00737	0,5237	0,26183	

Suite du tableau N°V.2 : Calcul des débits aux nœuds : cas de pointe (zone N°01)

N°nœud	Du nœud au nœud		l(m)	Qsp (l/s)	Qr (l/s)	0,5Qr (l/s)	Qnodal(l/s)
12	j-12	j-11	156,93	0,00737	1,1566	0,57831	0,578308
13	j-13	j-11	28,04	0,00737	0,2067	0,10333	0,696011
	j-13	j-14	107,87	0,00737	0,795	0,39752	
	j-13	j-17	52,96	0,00737	0,3903	0,19516	
14	j-14	j-13	107,87	0,00737	0,795	0,39752	0,838516
	j-14	j-15	48,62	0,00737	0,3583	0,17917	
	j-14	j-16	71,05	0,00737	0,5237	0,26183	
15	j-15	j-14	48,62	0,00737	0,3583	0,17917	0,179171
16	j-16	j-14	71,05	0,00737	0,5237	0,26183	0,261829
17	j-17	j--13	52,96	0,00737	0,3903	0,19516	1,143534
	j-17	j-18	143,68	0,00737	1,059	0,52948	
	j-17	j-32	113,67	0,00737	0,8378	0,41889	
18	j-18	j-17	143,68	0,00737	1,059	0,52948	0,52948
19	j-19	j-7	70,65	0,00737	0,5207	0,26035	1,217163
	j-19	j-20	63,81	0,00737	0,4703	0,23515	
	j-19	j-21	125,28	0,00737	0,9233	0,46167	
	j-19	j-23	70,55	0,00737	0,52	0,25999	
20	j-20	j-6	62,86	0,00737	0,4633	0,23165	1,068394
	j-20	j-19	63,81	0,00737	0,4703	0,23515	
	j-20	j-9	163,25	0,00737	1,2032	0,6016	
21	j-21	j-19	125,28	0,00737	0,9233	0,46167	0,700323
	j-21	j-22	64,76	0,00737	0,4773	0,23865	
22	j-22	j-21	64,76	0,00737	0,4773	0,23865	1,004862
	j-22	j-23	127,48	0,00737	0,9396	0,46978	
	j-22	j-25	80,44	0,00737	0,5929	0,29643	
23	j-23	j-22	127,48	0,00737	0,9396	0,46978	1,027268
	j-23	j-19	70,55	0,00737	0,52	0,25999	
	j-23	j-24	80,73	0,00737	0,595	0,2975	
24	j-24	j-25	131,01	0,00737	0,9656	0,48279	1,295841
	j-24	j-26	77,93	0,00737	0,5744	0,28718	
	j-24	j-28	61,97	0,00737	0,4567	0,22837	
	j-24	j-23	80,73	0,00737	0,595	0,2975	
25	j-25	j-24	131,01	0,00737	0,9656	0,48279	1,0709
	j-25	j-22	80,44	0,00737	0,5929	0,29643	
	j-25	j-27	79,15	0,00737	0,5834	0,29168	
26	j-26	j-27	130,11	0,00737	0,9589	0,47947	0,766655
	j-26	j-24	77,93	0,00737	0,5744	0,28718	
27	j-27	j-26	130,11	0,00737	0,9589	0,47947	0,771151
	j-27	j-25	79,15	0,00737	0,5834	0,29168	
28	j-28	j-24	61,97	0,00737	0,4567	0,22837	0,881595
	j-28	j-29	151,61	0,00737	1,1174	0,5587	

Suite du tableau N°V.2 : Calcul des débits aux nœuds : cas de pointe (zone N°01)

N°nœud	Du nœud au nœud		l(m)	Qsp (l/s)	Qr (l/s)	0,5Qr (l/s)	Qnodal(l/s)
	j-28	j-47	25,65	0,00737	0,189	0,09452	
29	j-29	j-11	202,42	0,00737	1,4919	0,74594	1,532832
	j-29	j-28	151,61	0,00737	1,1174	0,5587	
	j-29	j-30	61,92	0,00737	0,4564	0,22818	
	j-29	j-35	44,34	conduite assurant un service d'extrémité			
30	j-30	j-29	61,92	0,00737	0,4564	0,22818	1,195568
	j-30	j-31	44,02	0,00737	0,3244	0,16222	
	j-30	j-34	218,49	0,00737	1,6103	0,80517	
31	j-31	j-32	37,42	0,00737	0,2758	0,1379	0,947559
	j-31	j-34	175,69	0,00737	1,2949	0,64744	
	j-31	j-30	44,02	0,00737	0,3244	0,16222	
32	j-32	j-17	113,67	0,00737	0,8378	0,41889	1,083356
	j-32	j-31	37,42	0,00737	0,2758	0,1379	
	j-32	j-33	142,89	0,00737	1,0531	0,52657	
33	j-33	j-32	142,89	0,00737	1,0531	0,52657	0,526569
34	j-34	j-30	218,49	0,00737	1,6103	0,80517	1,452606
	j-34	j-31	175,69	0,00737	1,2949	0,64744	
35	j-35	j-29	44,34	conduite assurant un service d'extrémité			0,404186
	j-35	j-36	12,37				
	j-35	j-45	109,68	0,00737	0,8084	0,40419	
36	j-36	j-35	12,37	conduite assurant un service d'extrémité			0,273142
	j-36	j-37	60,02	0,00737	0,4424	0,22118	
	j-36	j-38	14,1	0,00737	0,1039	0,05196	
37	j-37	j-36	60,02	0,00737	0,4424	0,22118	0,221182
38	j-38	j-36	14,1	0,00737	0,1039	0,05196	0,321086
	j-38	j-39	59,37	0,00737	0,4376	0,21879	
	j-38	j-40	13,66	0,00737	0,1007	0,05034	
39	j-39	j-38	59,37	0,00737	0,4376	0,21879	0,218786
40	j-40	j-38	13,66	0,00737	0,1007	0,05034	0,327498
	j-40	j-41	60,4	0,00737	0,4452	0,22258	
	j-40	j-42	14,81	0,00737	0,1092	0,05458	
41	j-41	j-40	60,4	0,00737	0,4452	0,22258	0,222582
42	j-42	j-40	14,81	0,00737	0,1092	0,05458	0,561614
	j-42	j-43	61,97	0,00737	0,4567	0,22837	
	j-42	j-44	75,62	0,00737	0,5573	0,27867	
43	j-43	j-42	61,97	0,00737	0,4567	0,22837	0,228368
44	j-44	j-42	75,62	0,00737	0,5573	0,27867	0,27867
45	j-45	j-35	109,68	0,00737	0,8084	0,40419	0,668852
	j-45	j-46	71,82	0,00737	0,5293	0,26467	

Suite du tableau N°V.2 : Calcul des débits aux nœuds : cas de pointe (zone N°01)

N°nœud	Du nœud au nœud		L(m)	Qsp (l/s)	Qr (l/s)	0,5Qr (l/s)	Qnodal(l/s)
46	j-46	j-45	71,82	0,00737	0,5293	0,26467	1,653667
	j-46	j-47	112,4	0,00737	0,8284	0,41421	
	j-46	j-47	264,52	0,00737	1,9496	0,97479	
47	j-47	j-28	25,65	0,00737	0,189	0,09452	1,483525
	j-47	j-46	264,52	0,00737	1,9496	0,97479	
	j-47	j-46	112,4	0,00737	0,8284	0,41421	

b-Zone N°02 :

Tableau N°V.3 : Calcul des débits aux nœuds : cas de pointe (zone N°02)

N°nœud	Du nœud au nœud		L(m)	Qsp (l/s)	Qr (l/s)	0,5Qr (l/s)	Qnodal(l/s)
48	R-2	J-48	265,6	Conduite de départ			0,53225
	J-48	J-49	80,26	0,00737	0,5915	0,29577	
	J-48	J-51	64,17	0,00737	0,473	0,23648	
49	J-49	J-48	80,26	0,00737	0,5915	0,29577	0,553876
	J-49	J-50	70,04	0,00737	0,5162	0,25811	
50	j-50	j-49	70,04	0,00737	0,5162	0,25811	0,985516
	j-50	j-51	108,97	0,00737	0,8031	0,40157	
	j-50	j-55	88,42	0,00737	0,6517	0,32584	
51	j-51	j-48	64,17	0,00737	0,473	0,23648	1,139149
	j-51	j-50	108,97	0,00737	0,8031	0,40157	
	j-51	j-52	54,2	0,00737	0,3995	0,19973	
	j-51	j-53	81,78	0,00737	0,6027	0,30137	
52	j-52	j-52	54,2	0,00737	0,3995	0,19973	0,199734
53	j-53	j-51	81,78	0,00737	0,6027	0,30137	0,866633
	j-53	j-54	73,72	0,00737	0,5433	0,27167	
	j-53	j-56	79,67	0,00737	0,5872	0,29359	
54	j-54	j-53	73,72	0,00737	0,5433	0,27167	0,777527
	j-54	j-55	58,43	0,00737	0,4306	0,21532	
	j-54	j-57	78,84	0,00737	0,5811	0,29054	
55	j-55	j-54	58,43	0,00737	0,4306	0,21532	1,040129
	j-55	j-58	78,81	0,00737	0,5809	0,29043	
	j-55	j-59	56,59	0,00737	0,4171	0,20854	
56	j-55	j-50	88,42	0,00737	0,6517	0,32584	0,558114
	j-56	j-53	79,67	0,00737	0,5872	0,29359	
	j-56	j-57	71,78	0,00737	0,529	0,26452	

Suite du tableau N°V.3 : Calcul des débits aux nœuds : cas de pointe (zone N°02)

N°nœud	Du nœud au nœud		L(m)	Qsp (l/s)	Qr (l/s)	0,5Qr (l/s)	Qnodal(l/s)
57	j-57	j54	78,84	0,00737	0,5811	0,29054	0,773178
	j-57	j56	71,78	0,00737	0,529	0,26452	
	j57	j58	59,19	0,00737	0,4362	0,21812	
58	j-58	j-55	78,81	0,00737	0,5809	0,29043	0,601967
	j-58	j-57	59,19	0,00737	0,4362	0,21812	
	j58	j-64	25,35	0,00737	0,1868	0,09342	
59	j-59	j55	56,59	0,00737	0,4171	0,20854	1,199401
	j-59	j60	118,7	0,00737	0,8749	0,43743	
	j59	j-61	150,18	0,00737	1,1069	0,55343	
60	j-60	j-59	118,7	0,00737	0,8749	0,43743	1,169256
	j-60	j-61	50,4	0,00737	0,3715	0,18573	
	j-60	j-62	66,68	0,00737	0,4914	0,24572	
	j-60	j-63	81,51	0,00737	0,6008	0,30038	
61	j-61	j59	150,18	0,00737	1,1069	0,55343	1,101597
	j-61	j60	50,4	0,00737	0,3715	0,18573	
	j-61	j62	98,35	0,00737	0,7249	0,36243	
62	j-62	j-60	66,68	0,00737	0,4914	0,24572	0,608158
	j-62	j-61	98,35	0,00737	0,7249	0,36243	
63	j-63	j-60	81,51	0,00737	0,6008	0,30038	0,300375
64	j-64	j-58	25,35	0,00737	0,1868	0,09342	0,266583
	j-64	j-65	46,99	0,00737	0,3463	0,17316	
65	j-65	j-64	46,99	0,00737	0,3463	0,17316	0,552881
	j-65	j-66	50,28	0,00737	0,3706	0,18529	
	j-65	j-67	52,76	0,00737	0,3889	0,19443	
66	j-66	j-65	50,28	0,00737	0,3706	0,18529	0,185289
67	j67	j-65	52,76	0,00737	0,3889	0,19443	0,194428

b-Zone N°03 :

Tableau N°V.4 : Calcul des débits aux nœuds : cas de pointe(zone N°03)

N°nœud	Du nœud au nœud		L(m)	Qsp (l/s)	Qr (l/s)	0,5Qr (l/s)	Qnodal(l/s)
68	R-3	J-68	180,92	Conduite de départ			0,88387
	J-68	J-69	127,15	0,00737	0,9371	0,46856	
	j-68	j-115	112,7	0,00737	0,8306	0,41531	
69	j-69	j-68	127,15	0,00737	0,9371	0,46856	1,089768
	j-69	j-70	41,15	0,00737	0,3033	0,15164	
	j69	j-72	127,42	0,00737	0,9391	0,46956	
70	j-70	j-69	41,15	0,00737	0,3033	0,15164	0,568063
	j-70	j-71	33,83	0,00737	0,2493	0,12467	
	j-70	j-73	79,17	0,00737	0,5835	0,29175	
71	j-71	j-70	33,83	0,00737	0,2493	0,12467	0,967385
	j-71	j-115	168,1	0,00737	1,2389	0,61947	
	j-71	j-74	60,58	0,00737	0,4465	0,22325	
72	j-72	j-69	127,42	0,00737	0,9391	0,46956	0,542378
	j-72	j-92	19,76	0,00737	0,1456	0,07282	
73	j-73	j-70	79,17	0,00737	0,5835	0,29175	0,764149
	j-73	j-74	82,2	0,00737	0,6058	0,30292	
	j-73	j-79	45,99	0,00737	0,339	0,16948	
74	j-74	j-73	82,2	0,00737	0,6058	0,30292	0,885317
	j-74	j-71	60,58	0,00737	0,4465	0,22325	
	j74	j-75	46,69	0,00737	0,3441	0,17206	
	j74	j-78	50,77	0,00737	0,3742	0,18709	
75	j-75	j-74	46,69	0,00737	0,3441	0,17206	0,744913
	j-75	j-76	36,23	0,00737	0,267	0,13351	
	j-75	j-77	58,54	0,00737	0,4315	0,21573	
	j-75	j-81	60,68	0,00737	0,4472	0,22361	
76	j-76	j-75	36,23	0,00737	0,267	0,13351	0,133512
77	j-77	j-75	58,54	0,00737	0,4315	0,21573	0,412698
	j-77	j-78	53,45	0,00737	0,3939	0,19697	
78	j-78	j-74	50,77	0,00737	0,3742	0,18709	0,384065
	j-78	j-77	53,45	0,00737	0,3939	0,19697	
79	j-79	j-73	45,99	0,00737	0,339	0,16948	0,578677
	j-79	j-80	89,92	0,00737	0,6627	0,33137	
	j-79	j-88	21,12	0,00737	0,1557	0,07783	
80	j-80	j-79	89,92	0,00737	0,6627	0,33137	0,866965
	j-81	j-80	48,58	0,00737	0,358	0,17902	
	j-80	j-83	96,76	0,00737	0,7131	0,35657	

Suite du tableau N°V.4 : Calcul des débits aux nœuds : cas de pointe(zone N°03)

N°nœud	Du nœud au nœud		L(m)	Qsp (l/s)	Qr (l/s)	0,5Qr (l/s)	Qnodal(l/s)
81	j-81	j-80	48,58	0,00737	0,358	0,17902	0,775426
	j-81	j-75	60,68	0,00737	0,4472	0,22361	
	j-81	j-82	101,16	0,00737	0,7456	0,37279	
82	j-82	j-81	101,16	0,00737	0,7456	0,37279	0,372788
83	j-83	j-80	96,76	0,00737	0,7131	0,35657	0,686614
	j-83	j-84	53,9	0,00737	0,3973	0,19863	
	j-83	j-85	35,66	0,00737	0,2628	0,13141	
84	j-84	j-83	53,9	0,00737	0,3973	0,19863	0,198629
85	j-85	j-83	35,66	0,00737	0,2628	0,13141	0,342202
	j-85	j-86	31,22	0,00737	0,2301	0,11505	
	j-85	j-87	25,98	0,00737	0,1915	0,09574	
86	j-86	j-85	31,22	0,00737	0,2301	0,11505	0,11505
87	j-87	j-85	25,98	0,00737	0,1915	0,09574	0,09574
88	j-88	j-79	21,12	0,00737	0,1557	0,07783	0,815852
	j-88	j-89	102,87	0,00737	0,7582	0,37909	
	j-88	j-90	97,4	0,00737	0,7179	0,35893	
89	j-89	j-88	102,87	0,00737	0,7582	0,37909	0,37909
90	j90	j-88	97,4	0,00737	0,7179	0,35893	0,686172
	j90	j91	88,8	0,00737	0,6545	0,32724	
91	j-91	j-90	88,8	0,00737	0,6545	0,32724	0,32724
92	j-92	j-72	19,76	0,00737	0,1456	0,07282	0,212632
	j-92	j-93	6,42	0,00737	0,0473	0,02366	
	j-92	j-95	31,52	0,00737	0,2323	0,11616	
93	j-93	j-92	6,42	0,00737	0,0473	0,02366	0,332547
	j-93	j-94	52,3	0,00737	0,3855	0,19273	
	j-93	j-96	31,52	0,00737	0,2323	0,11616	
94	j-94	j-93	52,3	0,00737	0,3855	0,19273	0,192733
95	j-92	j--95	31,52	0,00737	0,2323	0,11616	0,116155
96	j-93	j-96	31,52	0,00737	0,2323	0,11616	0,116155
115	j-115	j-71	168.1	0.00737	1.2389	0.61944	1.032525
	J-115	J-68	112.1	0.00737	0.82617	0.413085	

d-Zone N°04 :

Tableau N°V.5 : Calcul des débits aux nœuds : cas de pointe (zone N°04)

N°nœud	Du nœud au nœud		L(m)	Qsp (l/s)	Qr (l/s)	0,5Qr (l/s)	Qnodal(l/s)
97	R-4	J-97	241,25	Conduite de départ			0,52760
	J-97	J-98	68,66	0,00737	0,506	0,25302	
	J-97	J-99	74,51	0,00737	0,5492	0,27458	
98	j-98	j-97	68,66	0,00737	0,506	0,25302	0,494582
	j-98	j-100	40,61	0,00737	0,2993	0,14965	
	j-98	j-102	24,94	0,00737	0,1838	0,09191	
99	j-99	j-97	74,51	0,00737	0,5492	0,27458	0,274579
100	j-100	j-98	40,61	0,00737	0,2993	0,14965	0,753278
	j-100	j-101	29,36	0,00737	0,2164	0,1082	
	j-100	j-104	134,44	0,00737	0,9909	0,49543	
101	j-101	j-100	134,44	0,00737	0,9909	0,49543	0,870466
	j-101	j-105	29,36	0,00737	0,2164	0,1082	
	j-101	j-114	72,41	0,00737	0,5337	0,26684	
102	j-102	j-98	24,94	0,00737	0,1838	0,09191	0,986842
	j-102	j-103	92,01	0,00737	0,6781	0,33907	
	j-102	j-106	150,84	0,00737	1,1117	0,55587	
103	j-103	j-102	92,01	0,00737	0,6781	0,33907	1,287328
	j-103	j104	40,65	0,00737	0,2996	0,1498	
	j-103j	j-107	149,36	0,00737	1,1008	0,55041	
	j-103	j-108	67,31	0,00737	0,4961	0,24805	
104	j-104	j-103	40,65	0,00737	0,2996	0,1498	0,772552
	j-104	j-100	134,44	0,00737	0,9909	0,49543	
	j-104	j-105	34,55	0,00737	0,2546	0,12732	
105	j-105	j-101	149,53	0,00737	1,1021	0,55104	1,408569
	j-105	j-104	34,55	0,00737	0,2546	0,12732	
	j-105	j-111	198,15	0,00737	1,4604	0,73021	
106	j-106	j-102	150,84	0,00737	1,1117	0,55587	0,765181
	j-106	j-107	56,8	0,00737	0,4186	0,20932	
107	j-107	j-106	56,8	0,00737	0,4186	0,20932	1,047794
	j-107	j-103	149,36	0,00737	1,1008	0,55041	
	j-107	j-109	78,17	0,00737	0,5761	0,28807	
108	j-108	j-103	67,31	0,00737	0,4961	0,24805	1,564634
	j-108	j-109	136,57	0,00737	1,0066	0,50328	
	j-108	j-110	48,35	0,00737	0,3564	0,17818	
	j-108	j-111	172,35	0,00737	1,2703	0,63513	

Suite du tableau N°V.5: Calcul des débits aux nœuds : cas de pointe (zone N°04)

N°nœud	Du nœud au nœud		L(m)	Qsp (l/s)	Qr (l/s)	0,5Qr (l/s)	Qnodal(l/s)
109	j-109	j-107	78,17	0,00737	0,5761	0,28807	1,376177
	j-109	j-108	136,57	0,00737	1,0066	0,50328	
	j-110	j-109	158,7	0,00737	1,1697	0,58483	
110	j-110	j-108	48,35	0,00737	0,3564	0,17818	1,521224
	j-110	j-109	158,7	0,00737	1,1697	0,58483	
	j-110	j-112	108,24	0,00737	0,7978	0,39888	
	j-110	j-113	97,51	0,00737	0,7187	0,35934	
111	j-111	j-108	172,35	0,00737	1,2703	0,63513	1,571378
	j-111	j-105	198,15	0,00737	1,4604	0,73021	
	j-111	j-112	55,91	0,00737	0,4121	0,20604	
112	j-112	j-110	108,24	0,00737	0,7978	0,39888	1,131373
	j-112	j-111	55,91	0,00737	0,4121	0,20604	
	j-112	j-113	142,86	0,00737	1,0529	0,52646	
113	j-113	j-110	97,51	0,00737	0,7187	0,35934	0,885796
	j-113	j-112	142,86	0,00737	1,0529	0,52646	
114	j-114	j-101	72,41	0,00737	0,5337	0,26684	0,266841

b. 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 les réservoirs (17l/s) se trouvent aux points les plus défavorables qui sont respectivement les nœuds : N°46, N°53, N°70, N°111.

Donc :

- pour la zone n°1 : $Q_{\text{nœud } 46} = 1,653667 + 17 = 18.653667$ l/s.
- pour la zone n°2 : $Q_{\text{nœud } 53} = 0.866633 + 17 = 17.866633$ l/s.
- pour la zone n°3 : $Q_{\text{nœud } 70} = 0.568063 + 17 = 17.568063$ l/s.
- pour la zone n°4 : $Q_{\text{nœud } 111} = 1.571378 + 17 = 18.571378$ l/s.

Tous les résultats du calcul sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous.

a-Zone N°01 :

Tableau N°V.6: Calcul des débits aux nœuds : cas de pointe+ incendie (zoneN°01)

N°nœud	Du nœud au nœud		l(m)	Qsp (l/s)	Qr (l/s)	0,5Qr (l/s)	Qnodal(l/s)
1	J-1	R-1	302,08	Conduite de départ			0,64855
	J-1	J-2	13,28	0,00737	0,0979	0,04894	
	J-1	J-8	162,71	0,00737	1,1992	0,59961	
2	J-2	J-1	13,28	conduite assurant un service d'extrémité			0,406507
	J-2	J-3	362,12				
	J-2	J-4	110,31	0,00737	0,813	0,40651	
3	J-3	J-2	362,12	0,00737	2,6689	1,33446	1,334461
4	J-4	J-2	110,31	0,00737	0,813	0,40651	1,228145
	J-4	J-5	73,18	0,00737	0,5394	0,26968	
	J-4	J-8	149,78	0,00737	1,1039	0,55196	
5	J-5	J-4	73,18	0,00737	0,5394	0,26968	0,72833
	J-5	J-6	64,72	0,00737	0,477	0,2385	
	J-5	J-9	59,74	0,00737	0,4403	0,22015	
6	J-6	J-5	64,72	0,00737	0,477	0,2385	0,708909
	J-6	J-7	64,79	0,00737	0,4775	0,23876	
	J-6	J-20	62,86	0,00737	0,4633	0,23165	
7	J-7	J-6	64,79	0,00737	0,4775	0,23876	0,691479
	J-7	J-8	52,29	0,00737	0,3854	0,1927	
	J-7	J-19	70,56	0,00737	0,52	0,26002	
8	J-8	J-1	162,71	0,00737	1,1992	0,59961	1,344263
	J-8	J-4	149,78	0,00737	1,1039	0,55196	
	J-8	J-7	52,29	0,00737	0,3854	0,1927	
9	J-9	J-5	59,74	0,00737	0,4403	0,22015	1,60366
	J-9	J-11	55,2	0,00737	0,4068	0,20342	
	J-9	J-10	156,98	0,00737	1,157	0,57849	
10	J-9	J-20	163,25	0,00737	1,2032	0,6016	0,578492
11	J-10	J-9	156,98	0,00737	1,157	0,57849	
	J-11	j-9	55,2	0,00737	0,4068	0,20342	
	J-11	j-12	156,93	0,00737	1,1566	0,57831	
12	j-11	j-13	28,04	0,00737	0,2067	0,10333	1,631004
	j-11	j-29	202,42	0,00737	1,4919	0,74594	
	j-12	j-11	156,93	0,00737	1,1566	0,57831	
13	j-13	j-11	28,04	0,00737	0,2067	0,10333	0,578308
	j-13	j-14	107,87	0,00737	0,795	0,39752	
	j-13	j-17	52,96	0,00737	0,3903	0,19516	
14	j-14	j-13	107,87	0,00737	0,795	0,39752	0,696011
	j-14	j-15	48,62	0,00737	0,3583	0,17917	
	j-14	j-16	71,05	0,00737	0,5237	0,26183	

Suite du tableau N°V.6 : Calcul des débits aux nœuds : cas de pointe+incendie (zone 01)

N°nœud	Du nœud au nœud		l(m)	Qsp (l/s)	Qr (l/s)	0,5Qr (l/s)	Qnodal(l/s)
12	j-12	j-11	156,93	0,00737	1,1566	0,57831	0,578308
13	j-13	j-11	28,04	0,00737	0,2067	0,10333	0,696011
	j-13	j-14	107,87	0,00737	0,795	0,39752	
	j-13	j-17	52,96	0,00737	0,3903	0,19516	
14	j-14	j-13	107,87	0,00737	0,795	0,39752	0,838516
	j-14	j-15	48,62	0,00737	0,3583	0,17917	
	j-14	j-16	71,05	0,00737	0,5237	0,26183	
15	j-15	j-14	48,62	0,00737	0,3583	0,17917	0,179171
16	j-16	j-14	71,05	0,00737	0,5237	0,26183	0,261829
17	j-17	j--13	52,96	0,00737	0,3903	0,19516	1,143534
	j-17	j-18	143,68	0,00737	1,059	0,52948	
	j-17	j-32	113,67	0,00737	0,8378	0,41889	
18	j-18	j-17	143,68	0,00737	1,059	0,52948	0,52948
19	j-19	j-7	70,65	0,00737	0,5207	0,26035	1,217163
	j-19	j-20	63,81	0,00737	0,4703	0,23515	
	j-19	j-21	125,28	0,00737	0,9233	0,46167	
	j-19	j-23	70,55	0,00737	0,52	0,25999	
20	j-20	j-6	62,86	0,00737	0,4633	0,23165	1,068394
	j-20	j-19	63,81	0,00737	0,4703	0,23515	
	j-20	j-9	163,25	0,00737	1,2032	0,6016	
21	j-21	j-19	125,28	0,00737	0,9233	0,46167	0,700323
	j-21	j-22	64,76	0,00737	0,4773	0,23865	
22	j-22	j-21	64,76	0,00737	0,4773	0,23865	1,004862
	j-22	j-23	127,48	0,00737	0,9396	0,46978	
	j-22	j-25	80,44	0,00737	0,5929	0,29643	
23	j-23	j-22	127,48	0,00737	0,9396	0,46978	1,027268
	j-23	j-19	70,55	0,00737	0,52	0,25999	
	j-23	j-24	80,73	0,00737	0,595	0,2975	
24	j-24	j-25	131,01	0,00737	0,9656	0,48279	1,295841
	j-24	j-26	77,93	0,00737	0,5744	0,28718	
	j-24	j-28	61,97	0,00737	0,4567	0,22837	
	j-24	j-23	80,73	0,00737	0,595	0,2975	
25	j-25	j-24	131,01	0,00737	0,9656	0,48279	1,0709
	j-25	j-22	80,44	0,00737	0,5929	0,29643	
	j-25	j-27	79,15	0,00737	0,5834	0,29168	
26	j-26	j-27	130,11	0,00737	0,9589	0,47947	0,766655
	j-26	j-24	77,93	0,00737	0,5744	0,28718	
27	j-27	j-26	130,11	0,00737	0,9589	0,47947	0,771151
	j-27	j-25	79,15	0,00737	0,5834	0,29168	
28	j-28	j-24	61,97	0,00737	0,4567	0,22837	0,881595
	j-28	j-29	151,61	0,00737	1,1174	0,5587	

Suite du tableau N°V.6 : Calcul des débits aux nœuds : cas de pointe+incendie (zone 01)

N°nœud	Du nœud au nœud		l(m)	Qsp (l/s)	Qr (l/s)	0,5Qr (l/s)	Qnodal(l/s)
	j-28	j-47	25,650	0,00737	0,1890	0,09452	
29	j-29	j-11	202,42	0,00737	1,4919	0,74594	1,532832
	j-29	j-28	151,61	0,00737	1,1174	0,5587	
	j-29	j-30	61,92	0,00737	0,4564	0,22818	
	j-29	j-35	44,34	conduite assurant un service d'extrémité			
30	j-30	j-29	61,92	0,00737	0,4564	0,22818	1,195568
	j-30	j-31	44,02	0,00737	0,3244	0,16222	
	j-30	j-34	218,49	0,00737	1,6103	0,80517	
31	j-31	j-32	37,42	0,00737	0,2758	0,1379	0,947559
	j-31	j-34	175,69	0,00737	1,2949	0,64744	
	j-31	j-30	44,02	0,00737	0,3244	0,16222	
32	j-32	j-17	113,67	0,00737	0,8378	0,41889	1,083356
	j-32	j-31	37,42	0,00737	0,2758	0,1379	
	j-32	j-33	142,89	0,00737	1,0531	0,52657	
33	j-33	j-32	142,89	0,00737	1,0531	0,52657	0,526569
34	j-34	j-30	218,49	0,00737	1,6103	0,80517	1,452606
	j-34	j-31	175,69	0,00737	1,2949	0,64744	
35	j-35	j-29	44,34	conduite assurant un service d'extrémité			0,404186
	j-35	j-36	12,37				
	j-35	j-45	109,68	0,00737	0,8084	0,40419	
36	j-36	j-35	12,37	conduite assurant un service d'extrémité			0,273142
	j-36	j-37	60,02	0,00737	0,4424	0,22118	
	j-36	j-38	14,1	0,00737	0,1039	0,05196	
37	j-37	j-36	60,02	0,00737	0,4424	0,22118	0,221182
38	j-38	j-36	14,1	0,00737	0,1039	0,05196	0,321086
	j-38	j-39	59,37	0,00737	0,4376	0,21879	
	j-38	j-40	13,66	0,00737	0,1007	0,05034	
39	j-39	j-38	59,37	0,00737	0,4376	0,21879	0,218786
40	j-40	j-38	13,66	0,00737	0,1007	0,05034	0,327498
	j-40	j-41	60,4	0,00737	0,4452	0,22258	
	j-40	j-42	14,81	0,00737	0,1092	0,05458	
41	j-41	j-40	60,4	0,00737	0,4452	0,22258	0,222582
42	j-42	j-40	14,81	0,00737	0,1092	0,05458	0,561614
	j-42	j-43	61,97	0,00737	0,4567	0,22837	
	j-42	j-44	75,62	0,00737	0,5573	0,27867	
43	j-43	j-42	61,97	0,00737	0,4567	0,22837	0,228368
44	j-44	j-42	75,62	0,00737	0,5573	0,27867	0,27867
45	j-45	j-35	109,68	0,00737	0,8084	0,40419	0,668852
	j-45	j-46	71,82	0,00737	0,5293	0,26467	

Suite du tableau N°V.6 : Calcul des débits aux nœuds : cas de pointe+incendie(zoneN°01)

N°nœud	Du nœud au nœud		l(m)	Qsp (l/s)	Qr (l/s)	0,5Qr (l/s)	Qnodal(l/s)
46	j-46	j-45	71,82	0,00737	0,5293	0,26467	18,653667
	j-46	j-47	112,4	0,00737	0,8284	0,41421	
	j-46	j-47	264,52	0,00737	1,9496	0,97479	
47	j-47	j-28	25,65	0,00737	0,189	0,09452	1,483525
	j-47	j-46	264,52	0,00737	1,9496	0,97479	
	j-47	j-46	112,4	0,00737	0,8284	0,41421	

b-Zone N°02 :

Tableau N°V.7 : Calcul des débits aux nœuds : cas de pointe+incendie (zone N°02)

N°nœud	Du nœud au nœud		L(m)	Qsp (l/s)	Qr (l/s)	0,5Qr (l/s)	Qnodal(l/s)
48	R-2	J-48	265,6	Conduite de départ			0,53225
	J-48	J-49	80,26	0,00737	0,5915	0,29577	
	J-48	J-51	64,17	0,00737	0,473	0,23648	
49	J-49	J-48	80,26	0,00737	0,5915	0,29577	0,553876
	J-49	J-50	70,04	0,00737	0,5162	0,25811	
50	j-50	j-49	70,04	0,00737	0,5162	0,25811	0,985516
	j-50	j-51	108,97	0,00737	0,8031	0,40157	
	j-50	j-55	88,42	0,00737	0,6517	0,32584	
51	j-51	j-48	64,17	0,00737	0,473	0,23648	1,139149
	j-51	j-50	108,97	0,00737	0,8031	0,40157	
	j-51	j-52	54,2	0,00737	0,3995	0,19973	
	j-51	j-53	81,78	0,00737	0,6027	0,30137	
52	j-52	j-52	54,2	0,00737	0,3995	0,19973	0,199734
53	j-53	j-51	81,78	0,00737	0,6027	0,30137	17,866633
	j-53	j-54	73,72	0,00737	0,5433	0,27167	
	j-53	j-56	79,67	0,00737	0,5872	0,29359	
54	j-54	j-53	73,72	0,00737	0,5433	0,27167	0,777527
	j-54	j-55	58,43	0,00737	0,4306	0,21532	
	j-54	j-57	78,84	0,00737	0,5811	0,29054	
55	j-55	j-54	58,43	0,00737	0,4306	0,21532	1,040129
	j-55	j-58	78,81	0,00737	0,5809	0,29043	
	j-55	j-59	56,59	0,00737	0,4171	0,20854	
	j-55	j-50	88,42	0,00737	0,6517	0,32584	
56	j-56	j-53	79,67	0,00737	0,5872	0,29359	0,558114
	j-56	j-57	71,78	0,00737	0,529	0,26452	

Suite du tableau N°V.7 : Calcul des débits aux nœuds : cas de pointe+incendie(zoneN°02)

N°nœud	Du nœud au nœud		L(m)	Qsp (l/s)	Qr (l/s)	0,5Qr (l/s)	Qnodal(l/s)
57	j-57	j54	78,84	0,00737	0,5811	0,29054	0,773178
	j-57	j56	71,78	0,00737	0,529	0,26452	
	j57	j58	59,19	0,00737	0,4362	0,21812	
58	j-58	j-55	78,81	0,00737	0,5809	0,29043	0,601967
	j-58	j-57	59,19	0,00737	0,4362	0,21812	
	j58	j-64	25,35	0,00737	0,1868	0,09342	
59	j-59	j55	56,59	0,00737	0,4171	0,20854	1,199401
	j-59	j60	118,7	0,00737	0,8749	0,43743	
	j59	j-61	150,18	0,00737	1,1069	0,55343	
60	j-60	j-59	118,7	0,00737	0,8749	0,43743	1,169256
	j-60	j-61	50,4	0,00737	0,3715	0,18573	
	j-60	j-62	66,68	0,00737	0,4914	0,24572	
	j-60	j-63	81,51	0,00737	0,6008	0,30038	
61	j-61	j59	150,18	0,00737	1,1069	0,55343	1,101597
	j-61	j60	50,4	0,00737	0,3715	0,18573	
	j-61	j62	98,35	0,00737	0,7249	0,36243	
62	j-62	j-60	66,68	0,00737	0,4914	0,24572	0,608158
	j-62	j-61	98,35	0,00737	0,7249	0,36243	
63	j-63	j-60	81,51	0,00737	0,6008	0,30038	0,300375
64	j-64	j-58	25,35	0,00737	0,1868	0,09342	0,266583
	j-64	j-65	46,99	0,00737	0,3463	0,17316	
65	j-65	j-64	46,99	0,00737	0,3463	0,17316	0,552881
	j-65	j-66	50,28	0,00737	0,3706	0,18529	
	j-65	j-67	52,76	0,00737	0,3889	0,19443	
66	j-66	j-65	50,28	0,00737	0,3706	0,18529	0,185289
67	j67	j-65	52,76	0,00737	0,3889	0,19443	0,194428

c-Zone N°03 :

Tableau N°V.8 : Calcul des débits aux nœuds : cas de pointe+incendie (zone N° 03)

N°nœud	Du nœud au nœud		L(m)	Qsp (l/s)	Qr (l/s)	0,5Qr (l/s)	Qnodal(l/s)
68	R-3	J-68	180,92	Conduite de départ			0,88387
	J-68	J-69	127,15	0,00737	0,9371	0,46856	
	j-68	j-115	112,7	0,00737	0,8306	0,41531	
69	j-69	j-68	127,15	0,00737	0,9371	0,46856	1,089768
	j-69	j-70	41,15	0,00737	0,3033	0,15164	
	j69	j-72	127,42	0,00737	0,9391	0,46956	
70	j-70	j-69	41,15	0,00737	0,3033	0,15164	17,568063
	j-70	j-71	33,83	0,00737	0,2493	0,12467	
	j-70	j-73	79,17	0,00737	0,5835	0,29175	
71	j-71	j-70	33,83	0,00737	0,2493	0,12467	0,967385
	j-71	j-115	168,1	0,00737	1,2389	0,61947	
	j-71	j-74	60,58	0,00737	0,4465	0,22325	
72	j-72	j-69	127,42	0,00737	0,9391	0,46956	0,542378
	j-72	j-92	19,76	0,00737	0,1456	0,07282	
73	j-73	j-70	79,17	0,00737	0,5835	0,29175	0,764149
	j-73	j-74	82,2	0,00737	0,6058	0,30292	
	j-73	j-79	45,99	0,00737	0,339	0,16948	
74	j-74	j-73	82,2	0,00737	0,6058	0,30292	0,885317
	j-74	j-71	60,58	0,00737	0,4465	0,22325	
	j74	j-75	46,69	0,00737	0,3441	0,17206	
	j74	j-78	50,77	0,00737	0,3742	0,18709	
75	j-75	j-74	46,69	0,00737	0,3441	0,17206	0,744913
	j-75	j-76	36,23	0,00737	0,267	0,13351	
	j-75	j-77	58,54	0,00737	0,4315	0,21573	
	j-75	j-81	60,68	0,00737	0,4472	0,22361	
76	j-76	j-75	36,23	0,00737	0,267	0,13351	0,133512
77	j-77	j-75	58,54	0,00737	0,4315	0,21573	0,412698
	j-77	j-78	53,45	0,00737	0,3939	0,19697	
78	j-78	j-74	50,77	0,00737	0,3742	0,18709	0,384065
	j-78	j-77	53,45	0,00737	0,3939	0,19697	
79	j-79	j-73	45,99	0,00737	0,339	0,16948	0,578677
	j-79	j-80	89,92	0,00737	0,6627	0,33137	
	j-79	j-88	21,12	0,00737	0,1557	0,07783	
80	j-80	j-79	89,92	0,00737	0,6627	0,33137	0,866965
	j-81	j-80	48,58	0,00737	0,358	0,17902	
	j-80	j-83	96,76	0,00737	0,7131	0,35657	

Suite du tableau N°V.8 : Calcul des débits aux nœuds : cas de pointe+incendie (zone03)

N° nœud	Du nœud au nœud		L(m)	Qsp (l/s)	Qr (l/s)	0,5Qr (l/s)	Qnodal(l/s)
81	j-81	j-80	48,58	0,00737	0,358	0,17902	0,775426
	j-81	j-75	60,68	0,00737	0,4472	0,22361	
	j-81	j-82	101,16	0,00737	0,7456	0,37279	
82	j-82	j-81	101,16	0,00737	0,7456	0,37279	0,372788
83	j-83	j-80	96,76	0,00737	0,7131	0,35657	0,686614
	j-83	j-84	53,9	0,00737	0,3973	0,19863	
	j-83	j-85	35,66	0,00737	0,2628	0,13141	
84	j-84	j-83	53,9	0,00737	0,3973	0,19863	0,198629
85	j-85	j-83	35,66	0,00737	0,2628	0,13141	0,342202
	j-85	j-86	31,22	0,00737	0,2301	0,11505	
	j-85	j-87	25,98	0,00737	0,1915	0,09574	
86	j-86	j-85	31,22	0,00737	0,2301	0,11505	0,11505
87	j-87	j-85	25,98	0,00737	0,1915	0,09574	0,09574
88	j-88	j-79	21,12	0,00737	0,1557	0,07783	0,815852
	j-88	j-89	102,87	0,00737	0,7582	0,37909	
	j-88	j-90	97,4	0,00737	0,7179	0,35893	
89	j-89	j-88	102,87	0,00737	0,7582	0,37909	0,37909
90	j90	j-88	97,4	0,00737	0,7179	0,35893	0,686172
	j90	j91	88,8	0,00737	0,6545	0,32724	
91	j-91	j-90	88,8	0,00737	0,6545	0,32724	0,32724
92	j-92	j-72	19,76	0,00737	0,1456	0,07282	0,212632
	j-92	j-93	6,42	0,00737	0,0473	0,02366	
	j-92	j-95	31,52	0,00737	0,2323	0,11616	
93	j-93	j-92	6,42	0,00737	0,0473	0,02366	0,332547
	j-93	j-94	52,3	0,00737	0,3855	0,19273	
	j-93	j-96	31,52	0,00737	0,2323	0,11616	
94	j-94	j-93	52,3	0,00737	0,3855	0,19273	0,192733
95	j-92	j--95	31,52	0,00737	0,2323	0,11616	0,116155
96	j-93	j-96	31,52	0,00737	0,2323	0,11616	0,116155
115	J-71	J-115	168.1	0,00737	1.2389	0.61944	1.032525
	J-68	J-115	112.1	0,00737	0.82617	0.413085	

d-Zone N°04 :

Tableau N°V.9: Calcul des débits aux nœuds : cas de pointe+incendie (zone N°04)

N°nœud	Du nœud au nœud		L(m)	Qsp (l/s)	Qr (l/s)	0,5Qr (l/s)	Qnodal(l/s)
97	R-4	J-97	241,25	Conduite de départ			0,5276
	J-97	J-98	68,66	0,00737	0,506	0,25302	
	J-97	J-99	74,51	0,00737	0,5492	0,27458	
98	j-98	j-97	68,66	0,00737	0,506	0,25302	0,494582
	j-98	j-100	40,61	0,00737	0,2993	0,14965	
	j-98	j-102	24,94	0,00737	0,1838	0,09191	
99	j-99	j-97	74,51	0,00737	0,5492	0,27458	0,274579
100	j-100	j-98	40,61	0,00737	0,2993	0,14965	0,753278
	j-100	j-101	29,36	0,00737	0,2164	0,1082	
	j-100	j-104	134,44	0,00737	0,9909	0,49543	
101	j-101	j-100	134,44	0,00737	0,9909	0,49543	0,870466
	j-101	j-105	29,36	0,00737	0,2164	0,1082	
	j-101	j-114	72,41	0,00737	0,5337	0,26684	
102	j-102	j-98	24,94	0,00737	0,1838	0,09191	0,986842
	j-102	j-103	92,01	0,00737	0,6781	0,33907	
	j-102	j-106	150,84	0,00737	1,1117	0,55587	
103	j-103	j-102	92,01	0,00737	0,6781	0,33907	1,287328
	j-103	j104	40,65	0,00737	0,2996	0,1498	
	j-103j	j-107	149,36	0,00737	1,1008	0,55041	
	j-103	j-108	67,31	0,00737	0,4961	0,24805	
104	j-104	j-103	40,65	0,00737	0,2996	0,1498	0,772552
	j-104	j-100	134,44	0,00737	0,9909	0,49543	
	j-104	j-105	34,55	0,00737	0,2546	0,12732	
105	j-105	j-101	149,53	0,00737	1,1021	0,55104	1,408569
	j-105	j-104	34,55	0,00737	0,2546	0,12732	
	j-105	j-111	198,15	0,00737	1,4604	0,73021	
106	j-106	j-102	150,84	0,00737	1,1117	0,55587	0,765181
	j-106	j-107	56,8	0,00737	0,4186	0,20932	
107	j-107	j-106	56,8	0,00737	0,4186	0,20932	1,047794
	j-107	j-103	149,36	0,00737	1,1008	0,55041	
	j-107	j-109	78,17	0,00737	0,5761	0,28807	
108	j-108	j-103	67,31	0,00737	0,4961	0,24805	1,564634
	j-108	j-109	136,57	0,00737	1,0066	0,50328	
	j-108	j-110	48,35	0,00737	0,3564	0,17818	
	j-108	j-111	172,35	0,00737	1,2703	0,63513	

Suite du tableau N°V.9: Calcul des débits aux nœuds : cas de pointe+incendie (zone04)

N°nœud	Du nœud au nœud		L(m)	Qsp (l/s)	Qr (l/s)	0,5Qr (l/s)	Qnodal(l/s)
109	j-109	j-107	78,17	0,00737	0,5761	0,28807	1,376177
	j-109	j-108	136,57	0,00737	1,0066	0,50328	
	j-110	j-109	158,7	0,00737	1,1697	0,58483	
110	j-110	j-108	48,35	0,00737	0,3564	0,17818	1,521224
	j-110	j-109	158,7	0,00737	1,1697	0,58483	
	j-110	j-112	108,24	0,00737	0,7978	0,39888	
	j-110	j-113	97,51	0,00737	0,7187	0,35934	
111	j-111	j-108	172,35	0,00737	1,2703	0,63513	18,571378
	j-111	j-105	198,15	0,00737	1,4604	0,73021	
	j-111	j-112	55,91	0,00737	0,4121	0,20604	
112	j-112	j-110	108,24	0,00737	0,7978	0,39888	1,131373
	j-112	j-111	55,91	0,00737	0,4121	0,20604	
	j-112	j-113	142,86	0,00737	1,0529	0,52646	
113	j-113	j-110	97,51	0,00737	0,7187	0,35934	0,885796
	j-113	j-112	142,86	0,00737	1,0529	0,52646	
114	j-114	j-101	72,41	0,00737	0,5337	0,26684	0,266841

V.2.5.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.

Remarque :

Les schémas de la répartition arbitraire pour le cas de pointe et le cas de pointe & incendie son indiqué dans l'annexe N°01.

V.2.6.Détermination des diamètres avantageux dans le réseau :

Pour déterminer les diamètres avantageux (écoulement gravitaire), on se base sur un abaque (annexe N°02) qui donne les diamètres avantageux en fonction des débits limites ces diamètres sont représenté dans le « tableau n° V-14 ».

Tableau N° V. 14: Détermination des diamètres avantageux du réseau

Tronçons	Diamètre	Tronçons	Diamètre	Tronçons	Diamètre
p1-2	150	p11-12	50	p30-34	50
p2-3	75	p11-13	125	p48-51	150
p2-4	125	p13-14	50	p48-49	125
p1-8	150	p14-15	50	p49-50	100
p4-8	50	p14-16	75	p50-51	75
p4-5	150	p17-18	50	p51-52	75
p7-8	150	p13-17	125	p51-53	100
p6-7	75	p11-29	75	p53-54	75
p6-5	50	p31-34	50	p54-55	75
p7-19	150	p30-31	50	p55-50	110
p6-20	75	p31-32	75	p55-58	75
p9-20	50	p32-33	75	p57-58	75
p5-9	150	p17-32	125	p54-57	200
p19-20	50	p46-47	50	p56-57	75
p19-21	50	p46-47	50	p53-56	75
p19-23	125	p45-46	50	p55-59	90
p21-22	50	p35-45	50	p59-60	75
p22-23	50	p29-35	75	p60-61	50
p22-25	50	p35-36	75	p59-61	75
p24-25	50	p36-38	50	p61-62	50
p23-24	125	p38-40	50	p60-62	50
p25-27	50	p40-42	50	p60-63	50
p26-27	50	p42-44	50	p58-64	50
p24-26	100	p42-43	50	p64-65	50
p24-28	100	40-41	50	p65-67	50
p28-47	75	p38-39	50	65-66	50
p28-29	50	p36-37	50	R2-48	200
p92-95	40	p81-80	40	p98-102	200
p93-92	50	p79-88	75	p102-106	50
p93-96	40	p88-90	75	p106-107	50
p93-94	40	p88-89	75	p102-103	200
p68-69	160	p90-91	50	p103-104	50
p70-71	40	p85-87	50	p107-109	40
p70-73	110	p85-86	50	p103-108	125
p73-74	40	p83-85	50	p108-109	50
p71-74	75	p115-71	75	p108-111	110
p73-79	110	P115-68	150	p105-111	75
p79-80	90	pR3-68	150	p109-110	50
p74-78	50	p72-92	50	p108-110	90
p77-78	40	p83-84	50	p111-112	40
p75-77	40	p80-83	50	p112-113	40
p74-75	75	p97-99	50	p110-113	50

Suite du tableau N° V. 14: Détermination des diamètres avantageux du réseau

Tronçons	Diamètre	Tronçons	Diamètre	Tronçons	Diamètre
p75-76	40	p101-114	40	p110-112	75
p75-81	50	p97-98	200	R4-97	200
p81-82	40	p103-107	50	p101-105	75
p100-101	75	p98-100	90	R1-1	300
p104-105-	75	p100-104	50		

V.3. Simulation par le logiciel EPANET :

EPANET est un logiciel de simulation du comportement hydraulique et de la qualité de l'eau sur de longues durées dans les réseaux sous pression. IL calcule le débit dans chaque conduite, la pression à chaque nœud, le niveau de l'eau dans les réservoirs, et la concentration en substances chimiques dans les différentes parties du réseau, au cours d'une durée de simulation divisée en plusieurs étapes.

Une modélisation hydraulique scrupuleuse et complète est la première condition pour pouvoir modéliser la qualité de l'eau de manière efficace. EPANET contient un moteur de calcul hydraulique moderne ayant les caractéristiques suivantes:

- La taille du réseau étudié est illimitée.
- Pour calculer les pertes de charge dues au frottement, il dispose des formules de Hazen-Williams, Darcy-Weisbach, et Chezy-Manning.
- Il inclut les pertes de charge singulières aux coudes, aux tés, etc.
- Il peut modéliser des pompes à vitesse fixe ou variable.
- Il peut calculer l'énergie consommée par une pompe et son coût.

-Il peut modéliser différents types de vannes, comme des clapets anti-retour, des vannes de contrôle de pression ou débit, des vannes d'arrêt, etc.

-Les réservoirs peuvent avoir des formes variées (le diamètre peut varier avec la hauteur).

-Il peut y avoir différentes catégories de demandes aux nœuds, chacune avec une modulation propre.

-Il peut modéliser des consommations dépendantes de la pression.

-Le fonctionnement de station de pompage peut être piloté par des commandes simples, (heures de marche/arrêt en fonction du niveau d'un réservoir) ou des commandes élaborées plus complexes.

Pour le calcul de perte de charge, nous avons utilisé la formule de Darcy-Weisbach.

Après plusieurs essais de simulation pour pouvoir respecter les normes des pressions et des vitesses, les résultats de la répartition définitive des débits et des pressions par, sont portés dans les tableaux suivants.

V.3.1. Résultat pour le cas de pointe :

a-Zone N°01 :

Tableau V.15 : Caractéristiques hydrauliques et géométriques des tronçons.

Tronçons	Longueur	Diamètre	Débit	Vitesse	Pert.Charge Unit.
	m	mm	LPS	m/s	m/km
p1-2	13,28	200	20,21	0,64	2,09
p2-3	362,12	75	1,33	0,3	1,75
p2-4	110,31	200	18,47	0,59	1,77
p1-8	162,71	200	17,7	0,56	1,63
p4-8	149,78	50	0,16	0,8	0,28
p4-5	73,18	200	17,09	0,54	1,53
p7-8	52,29	200	16,52	0,53	1,43
p6-7	64,79	90	1,7	0,27	1,12
p6-5	64,72	75	1,09	0,25	1,21
p7-19	70,56	200	14,12	0,45	1,07
p6-20	62,86	200	2,08	0,7	0,03
p9-20	163,25	75	0,92	0,21	0,89
p5-9	59,74	160	15,27	0,76	3,77
p19-20	63,81	75	0,1	0,2	0,01
p19-21	125,28	90	1,39	0,22	0,77
p19-23	70,55	200	11,61	0,37	0,74
p21-22	64,76	75	0,69	0,16	0,53
p22-23	127,48	90	1,23	0,19	0,62
p22-25	82,45	75	0,91	0,21	0,87
p24-25	131,01	75	0,42	0,1	0,22
p23-24	80,73	160	9,36	0,47	1,5

Suite du tableau N°V.15 : Caractéristiques hydrauliques et géométriques des tronçons

Tronçons	Longueur m	Diamètre mm	Débit LPS	Vitesse m/s	Pert.Charge Unit. m/km
p25-27	79,15	75	0,26	0,6	0,09
p26-27	130,11	90	0,51	0,8	0,13
p24-26	77,93	110	1,28	0,13	0,25
p24-28	61,97	110	6,36	0,67	4,74
p28-47	25,65	90	3,44	0,54	4,09
p28-29	151,61	90	2,04	0,32	1,55
p9-10	156,98	63	0,58	0,19	0,91
p9-11	55,2	160	14	0,7	3,2
p11-12	156,93	63	0,58	0,19	0,91
p11-13	28,02	160	7,91	0,39	1,1
p13-14	107,87	63	1,28	0,41	3,84
p14-15	48,62	40	0,18	0,14	1,03
p14-16	71,05	40	0,26	0,21	2,02
p17-18	143,68	63	0,53	0,17	0,78
p13-17	52,96	160	5,94	0,3	0,65
p11-29	202,42	110	3,88	0,41	1,88
p31-34	175,69	63	0,83	0,27	1,75
p30-31	44,02	63	0,87	0,28	1,91
p31-32	37,42	110	2,65	0,28	0,93
p32-33	142,89	50	0,53	0,27	2,37
p17-32	113,67	110	4,26	0,45	2,24
p46-47	264,52	63	0,55	0,18	0,83
p46-47	112,4	75	1,41	0,32	1,94
p45-46	71,82	63	0,31	0,1	0,3
p35-45	109,68	63	0,36	0,12	0,4
p29-35	44,34	110	3,43	0,36	1,49
p35-36	12,37	90	2,66	0,42	2,53
p36-38	14,1	75	2,17	0,49	4,27
p38-40	13,66	63	1,62	0,52	5,94
p40-42	14,81	50	1,07	0,54	8,7
p42-44	75,62	40	0,28	0,22	2,25
p42-43	61,97	40	0,23	0,18	1,58
p40-41	60,4	40	0,22	0,18	1,51
p38-39	59,37	40	0,22	0,17	1,47
p36-37	60,02	40	0,22	0,18	1,49
R1-1	302,08	250	38,56	0,79	2,32
p29-30	61,92	75	0,94	0,21	0,93
p30-34	218,49	63	0,62	0,2	1,03

Tableau V.16 : Caractéristiques hydrauliques et géométriques des nœuds

Nœuds	Altitude m	Demande Base LPS	Charge m	Pression m
Noeud n1	764	0,648547	798,44	34,44
Noeud n2	763,5	0,406507	798,32	34,82
Noeud n3	767	1,334461	797,68	30,68
Noeud n4	751	1,228145	797,45	46,45
Noeud n8	749,5	1,344263	797,37	47,87
Noeud n5	744,5	0,72833	796,95	52,45
Noeud n7	742,5	0,691479	797,07	54,57
Noeud n6	744,5	0,708909	796,89	52,39
Noeud n19	733,5	1,217163	796,77	63,27
Noeud n20	736,5	1,068394	796,77	60,27
Noeud n9	748,8	1,60366	796,59	47,79
Noeud n21	725,8	0,700323	795,38	69,58
Noeud n23	724,5	1,027268	796,27	71,77
Noeud n22	720	1,004862	795,23	75,23
Noeud n25	713,5	1,0709	795,02	71,52
Noeud n24	720,8	1,295841	795,87	75,07
Noeud n27	715,4	0,771151	794,92	79,52
Noeud n26	715,8	0,766655	795,09	79,29
Noeud n28	722,5	0,881595	795,48	72,98
Noeud n47	721,5	1,483525	795,19	73,69
Noeud n29	732,5	1,5532832	793,91	61,41
Noeud n10	764,5	0,578492	796,15	31,65
Noeud n11	750,5	1,631004	795,92	45,42
Noeud n12	767,5	0,578308	795,48	27,98
Noeud n13	753,5	0,696011	795,79	42,29
Noeud n14	764	0,838516	794,47	30,47
Noeud n15	769	0,179171	794,45	25,45
Noeud n16	772	0,261829	794,46	22,46
Noeud n18	772	0,52948	795,28	23,28
Noeud n17	756	1,143534	795,63	39,63
Noeud n34	739	1,452606	793,57	54,57
Noeud n31	740,5	0,947559	794,96	54,46
Noeud n30	735,5	1,195568	793,93	58,43

Suite du tableau V.16 : Caractéristiques hydrauliques et géométriques des nœuds.

Nœuds	Altitude	Demande Base	Charge	Pression
	m	LPS	m	m
Noeud n32	744	1,083356	795,42	51,42
Noeud n33	747,5	0,526569	795,37	47,87
Noeud n46	719,2	1,653667	793,69	74,49
Noeud n45	720	0,668852	793,51	73,51
Noeud n35	731	0,404186	793,52	62,52
Noeud n36	729,7	0,273142	793,44	63,74
Noeud n38	728,15	0,327498	792,98	64,83
Noeud n40	727,8	0,327498	792,72	64,92
Noeud n42	725,5	0,561614	792,59	67,09
Noeud n44	724,5	0,27867	792,53	68,03
Noeud n43	725	0,228368	792,55	67,55
Noeud n41	726,8	0,222582	792,69	65,89
Noeud n39	728,1	0,218786	792,95	64,85
Noeud n37	729,5	0,221182	793,41	63,91



Figure N°V.01 : Courbe de distribution de pression (ZoneN°01)

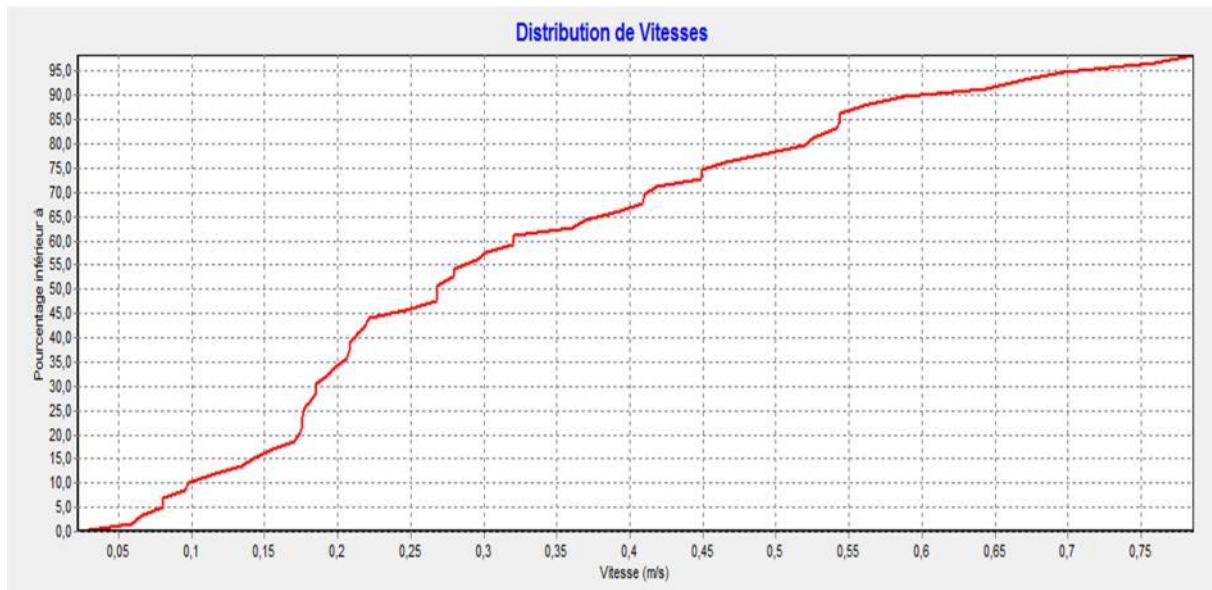


Figure N°V.02 : Courbe de distribution de vitesses(Zone N°01)

❖ *Interprétation des résultats de la zone N°01 :*

- Le réseau de distribution de cette zone est de type maillé avec quelques ramifications. Ce réseau couvre une superficie de 25,94Ha.
- Cette zone est alimentée à partir des réservoirs (500+150) m³.
- Le débit de pointe de cette zone égal à 38.56l/s.
- La longueur totale du réseau égal à 5232 m
- Les diamètres des conduites de ce réseau sont imposés par la simulation pour aboutir à des vitesses acceptables néanmoins dans la pratique, ils peuvent être remplacés par deux conduites normalisées de diamètres différents qui occasionneraient les mêmes pertes de charge que des conduites dont les longueurs respectives seront déterminées moyennant des calculs hydrauliques précis et basés sur les principes de la continuité du débit et des pertes de charge des conduites en série. Les diamètres trouvés varient entre 250 mm et 40 mm, en P.E.H.D, PN 16 bars.
- Les pressions de ce réseau varient entre 2.2 bars et 7.9 bars et cela est dû à la présence des bâtiments (5 à 7 étages). Les charges nodales supérieures à 60 mce seront écartées par des réducteurs de pression afin d'amener ces charges à des valeurs acceptables.
- Les vitesses de ce réseau sont dans les normes. Ces vitesses varient entre 0.2 m/s et 0.79 m/s. (voir les graphiques N°V.01 et N°V.02).

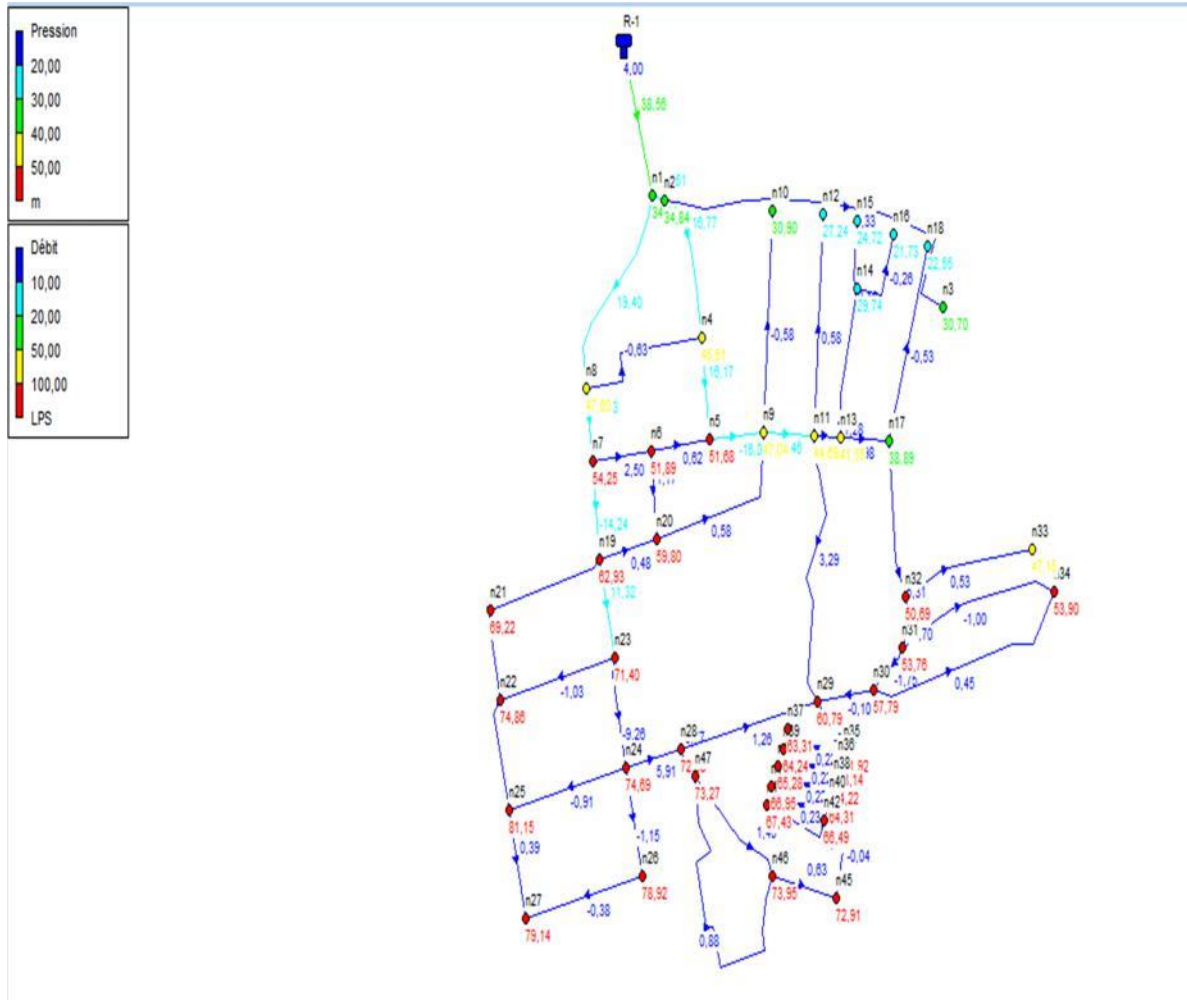


Figure N°V.3 : Répartition finale de pression et de débit pour le cas de pointe.

(zone N°01)

b-Zone N°02 :

Tableau V.17 : Caractéristiques hydrauliques et géométriques des tronçons.

Tronçons	Longueur m	Diamètre mm	Débit LPS	Vitesse m/s	Pert.Charge Unit. m/km
p48-51	64,17	160	8,82	0,44	1,35
p48-49	80,26	110	4,26	0,45	2,23
p49-50	70,04	110	3,7	0,39	1,73
p50-51	108,97	90	2,32	0,36	1,96
p51-52	54,2	75	0,2	0,5	0,05
p51-53	81,78	160	5,16	0,26	0,5
p53-54	73,72	75	2,41	0,55	5,23
p54-55	58,43	75	0,97	0,22	0,98
p55-50	88,42	110	5,04	0,53	3,05
p55-58	78,81	75	0,58	0,13	0,4
p57-58	59,19	75	1,22	0,28	1,48
p54-57	78,84	200	0,67	0,2	0
p56-57	71,78	75	1,32	0,3	1,73
p53-56	79,67	75	1,88	0,43	3,29
p55-59	56,59	90	4,38	0,69	6,41
p59-60	118,7	63	1,7	0,54	6,5
p60-61	50,4	40	0,1	0,8	0,31
p59-61	150,18	63	1,48	0,48	5,03
p61-62	98,35	40	0,28	0,22	2,24
p60-62	66,68	40	0,33	0,26	3,07
p60-63	81,51	40	0,3	0,24	2,58
p58-64	25,35	63	1,2	0,38	3,41
p64-65	47,05	63	0,93	0,3	2,15
p65-67	52,77	63	0,19	0,6	0,13
p65-66	50,31	63	0,19	0,6	0,12
R2-48	265,6	200	13,61	0,43	1

Tableau V.18 : Caractéristiques hydrauliques et géométriques des nœuds.

Noeud	Altitude	Demande Base	Charge	Pression
	m	LPS	m	m
Noeud n48	721,5	0,532244	755,39	33,89
Noeud n51	717	1,139149	755,3	38,3
Noeud n49	716,5	0,553876	755,21	38,71
Noeud n50	710,8	0,985516	755,09	44,29
Noeud n52	719,5	0,199734	755,3	35,8
Noeud n53	711,4	0,866633	755,26	43,86
Noeud n54	709,2	0,777527	754,87	45,67
Noeud n55	706,3	1,040129	754,82	48,52
Noeud n58	702,5	0,601967	754,78	52,28
Noeud n57	705,3	0,773178	754,87	49,57
Nœud n56	711,8	0,558114	755	43,2
Noeud n59	703,2	1,199401	754,45	51,25
Noeud n60	693,5	1,169256	753,68	60,18
Noeud n61	692	1,101597	753,7	61,7
Noeud n62	685,8	0,608258	753,48	67,68
Noeud n63	684,8	0,300375	753,47	68,67
Nœud n64	700,3	0,266583	754,7	54,4
Nœud n65	694,8	0,552881	754,6	59,8
Nœud n67	684,5	0,194428	754,59	70,09
Nœud n66	684,5	0,185289	754,59	70,09

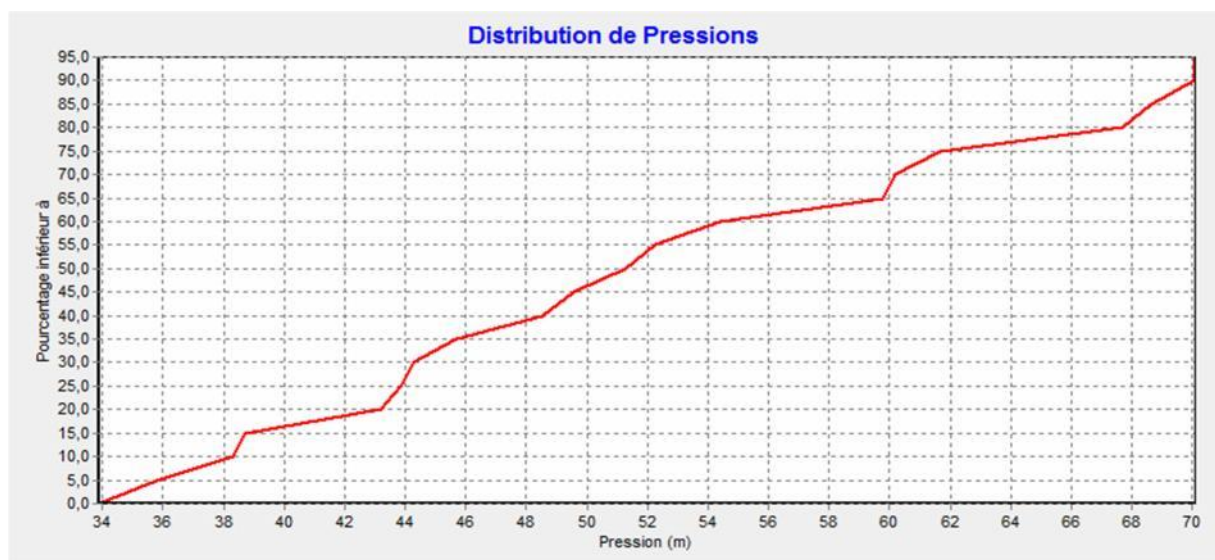


Figure N°V.04 : Courbe de distribution de pression (Zone N°02)

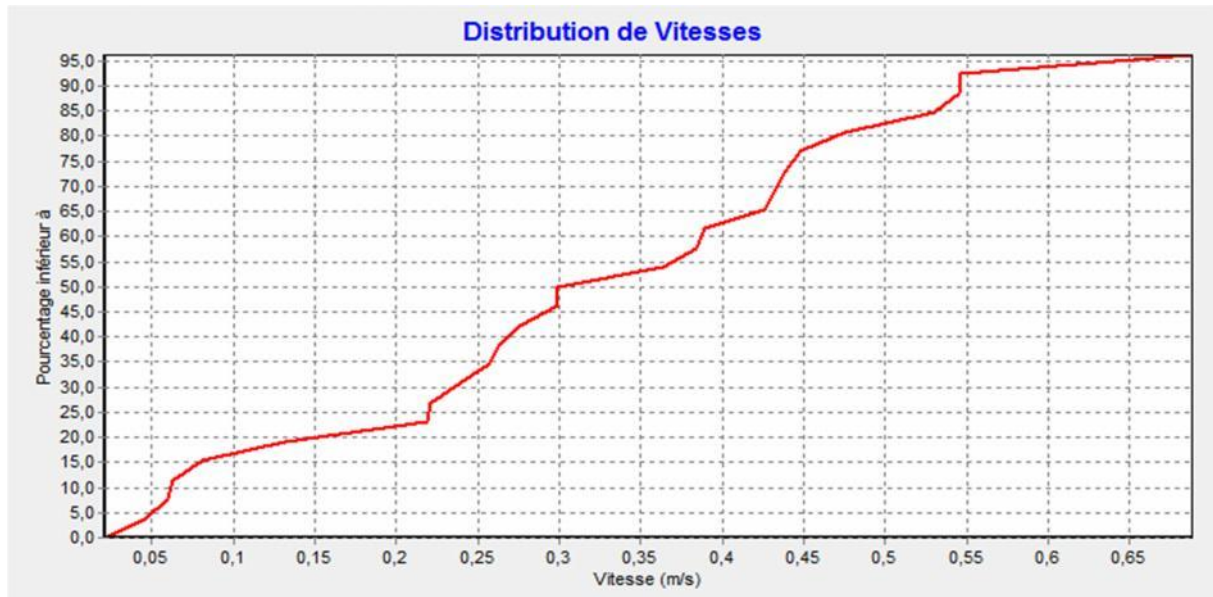


Figure N°V.05 : Courbe de distribution de vitesse (Zone N°02)

❖ *Interprétation des résultats de la zone N°02 :*

- Le réseau de distribution de cette zone est de type maillé avec quelques ramifications. Ce réseau couvre une superficie de 7,72Ha.
- Cette zone est alimentée à partir de réservoir 100 m³ de mosquée.
- Le débit de pointe de cette zone égal à 13.61 l/s.
- La longueur totale du réseau égal à 1847 m
- Les diamètres des conduites de ce réseau sont imposés par la simulation pour aboutir à des vitesses acceptables néanmoins dans la pratique, ils peuvent être remplacés par deux conduites normalisées de diamètres différents qui occasionneraient les mêmes pertes de charge que des conduites dont les longueurs respectives seront déterminées moyennant des calculs hydrauliques précis et basés sur les principes de la continuité du débit et des pertes de charge des conduites en série. Les diamètres trouvés varient entre 200 mm et 40 mm, en P.E.H.D, PN 16 bars.
- Les pressions de ce réseau varient entre 3.3 bars et 7 bars et cela a cause de la présence des bâtiments (5 à 7 étages). Les charges nodales supérieures à 60 mce seront écrêtées par des réducteurs de pression afin d'amener ces charges à des valeurs acceptables.
- Les vitesses de ce réseau est dans les normes. Ces vitesses varient entre 0.2 m/s et 0.69 m/s. (voir les graphes ci-dessus).

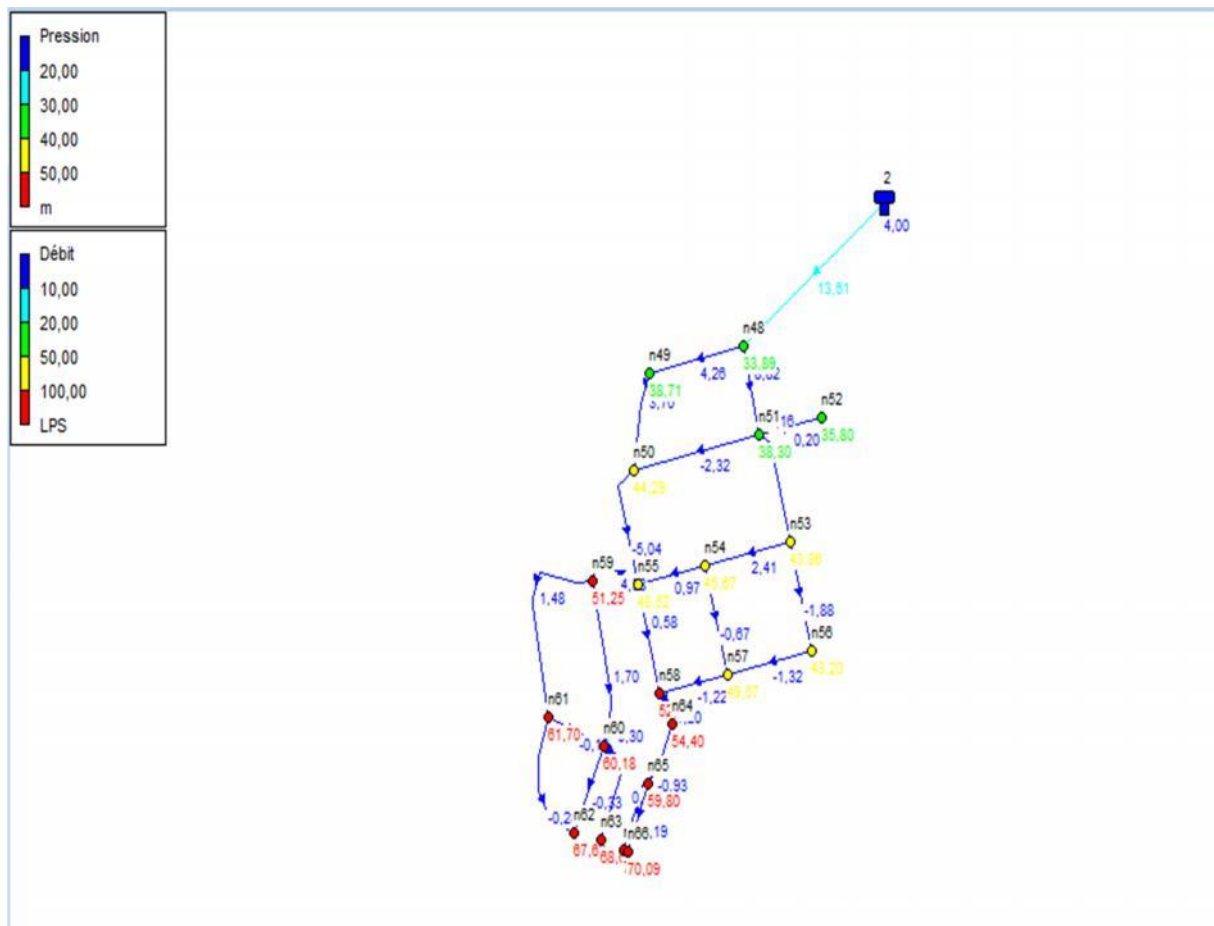


Figure N°V.6: Répartition finale de pression et de débit pour le cas de pointe.

(zone N°02)

c-Zone N°03 :

Tableau V.19: Caractéristiques hydrauliques et géométriques des tronçons.

Tronçons	Longueur	Diamètre	Débit	Vitesse	Pert.Charge Unit.
	M	mm	LPS	m/s	m/km
p69-70	41,15	160	9,33	0,46	1,5
p69-72	127,42	90	1,51	0,24	0,9
p92-95	31,52	40	0,12	0,1	0,46
p93-92	6,42	63	0,64	0,21	1,09
p93-96	31,52	40	0,12	0,09	0,46
p93-94	52,3	40	0,19	0,15	1,17
p68-69	125,15	160	11,93	0,59	2,37
p70-71	33,83	40	0,97	0,77	22,21
p70-73	79,17	110	7,79	0,82	6,95
p73-74	82,2	40	0,53	0,42	7,18
p71-74	60,58	75	2,69	0,61	6,42
p73-79	45,99	110	6,5	0,68	4,94
p79-80	89,92	90	3,66	0,57	4,57
p74-78	50,77	50	0,59	0,3	2,89
p77-78	53,45	40	0,2	0,16	1,27
p75-77	58,54	40	0,21	0,17	1,37
p74-75	46,69	75	1,75	0,4	2,88
p75-76	36,23	40	0,13	0,11	0,61
p75-81	60,68	50	0,66	0,34	3,57
p81-82	101,16	40	0,37	0,3	3,81
p81-80	48,58	40	0,49	0,39	6,24
p79-88	21,12	75	2,27	0,51	4,66
p88-90	97,4	63	1,07	0,34	2,78
p88-89	102,87	63	0,38	0,12	0,43
p90-91	88,8	40	0,39	0,31	4,08
p85-87	25,98	40	0,96	0,76	21,74
p85-86	31,22	40	0,12	0,09	0,45
p83-85	35,66	40	1,41	1,13	45,54
p115-71	168,1	75	2,69	0,61	6,41
P115-68	112,7	160	3,72	0,19	0,28
pR3-68	180,92	160	16,54	0,82	4,39
p72-92	19,76	63	0,97	0,31	2,31
p83-84	53,9	40	0,2	0,16	1,23
p80-83	96,76	63	2,3	0,74	11,47

Tableau V.20 : Caractéristiques hydrauliques et géométriques des nœuds.

Nœuds	Altitude m	Demande Base LPS	Charge m	Pression m
Noeud n69	714,5	1,089768	728,55	14,05
Noeud n70	713,2	0,568063	728,49	15,29
Noeud n72	704	0,542378	728,43	24,43
Noeud n92	701,5	0,212632	728,39	26,89
Noeud n95	701,5	0,116155	728,37	26,87
Noeud n93	701	0,332547	728,38	27,38
Noeud n96	702	0,116155	728,37	26,37
Noeud n94	703,7	0,192733	728,32	24,62
Noeud n68	716	0,88388	728,85	12,85
Noeud n71	709,5	0,967385	727,74	18,24
Noeud n73	706	0,764149	727,94	21,94
Noeud n74	704	0,885317	727,35	23,35
Noeud n79	699	0,578677	727,71	28,71
Noeud n80	695,5	0,866965	727,3	31,8
Noeud n78	702	0,384065	727,2	25,2
Noeud n77	697	0,412698	727,13	30,13
Noeud n75	699	0,744913	727,21	28,21
Noeud n76	698,5	0,1333512	727,19	28,69
Noeud n81	693,5	0,775426	727	33,5
Noeud n82	691	0,372788	726,61	35,61
Noeud n88	698,8	0,815852	727,61	28,81
Noeud n90	683,3	0,686172	727,34	44,04
Noeud n89	682,6	0,37909	727,57	44,97
Noeud n91	680,5	0,38724	726,98	46,48
Noeud n87	680	0,9574	724	44
Noeud n85	675,5	0,342202	724,57	49,07
Noeud n86	681	0,11505	724,55	43,55
Noeud n83	681,4	0,686614	726,19	44,79
Noeud n84	674	0,198629	726,12	52,12
Noeud n115	709,3	1,032525	728,81	19,51

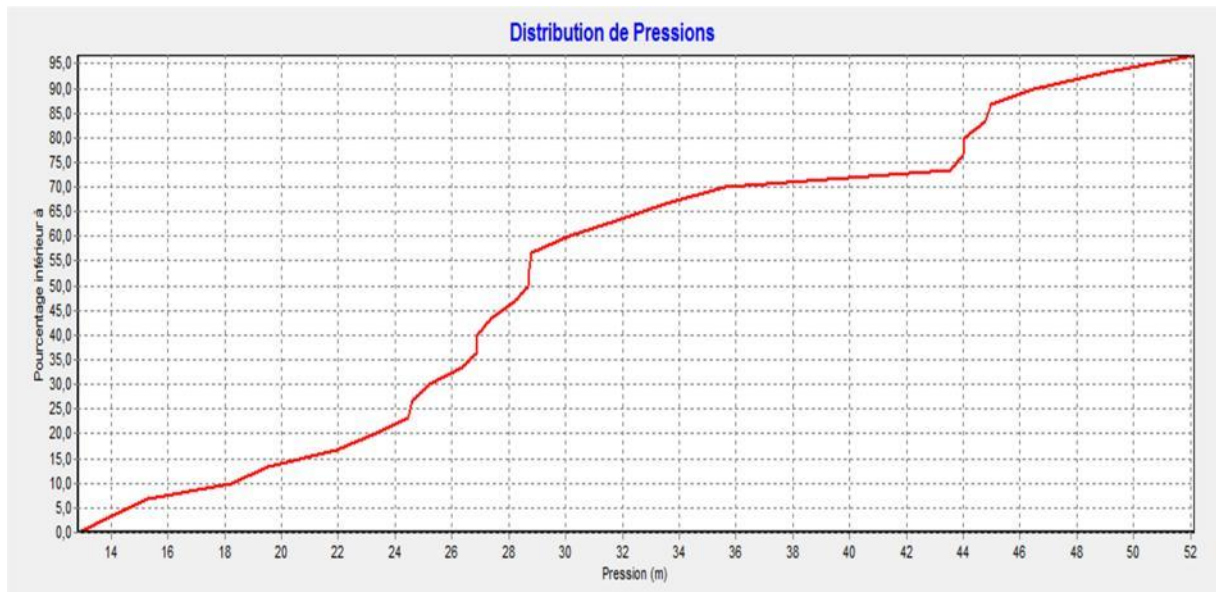


Figure N°V.07 : Courbe de distribution de pression (Zone N°03)

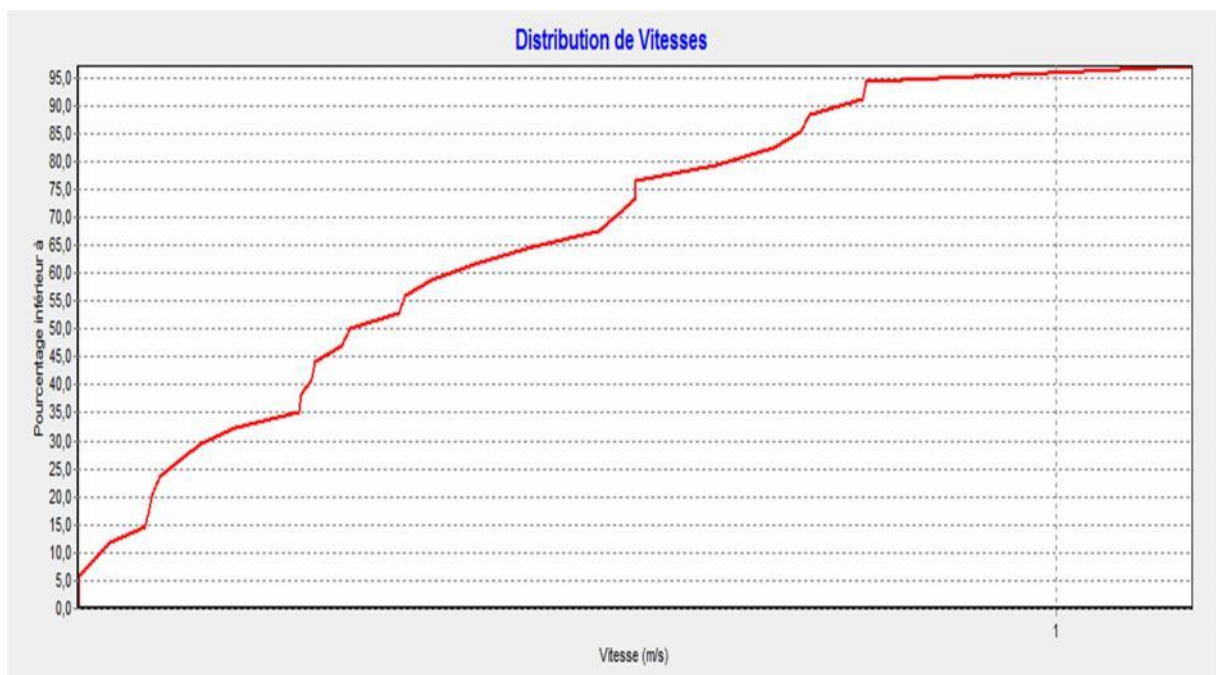


Figure N°V.08 : Courbe de distribution de vitesse.(Zone N°03)

❖ Interprétation des résultats de la zone N°03 :

- Le réseau de distribution de cette zone est de type maillé avec quelques ramifications.

Ce réseau couvre une superficie de 8,00Ha.

- Cette zone est alimentée à partir de réservoir 100 m³ du CEM.

- Le débit de pointe de cette zone égal à 16.54 l/s.

- La longueur totale du réseau égal à 2244m

. - Les diamètres des conduites de ce réseau sont imposés par la simulation pour aboutir à des vitesses acceptables néanmoins dans la pratique, ils peuvent être remplacés par deux conduites normalisées de diamètres différents qui occasionneraient les mêmes pertes de charge que des conduites dont les longueurs respectives seront déterminées moyennant des calculs hydrauliques précis et basés sur les principes de la continuité du débit et des pertes de charge des conduites en série. Les diamètres trouvés varient entre 160 mm et 40 mm, en P.E.H.D, PN 16 bars.

- les pressions de ce réseau varient entre 1.2 bars et 5 bars et cela a cause de la présence des bâtiments (5 à 7 étages). les charges nodales supérieures à 60 mce seront écrêtées par des réducteurs de pression afin d'amener ces charges à des valeurs acceptables.

- les vitesses de ce réseau est dans les normes. Ces vitesses varient entre 0.2 m/s et 1.13m/s.(les graphiques N°V.07 et N°V.8 représente la variation des pressions et des vitesses dans cette zone).

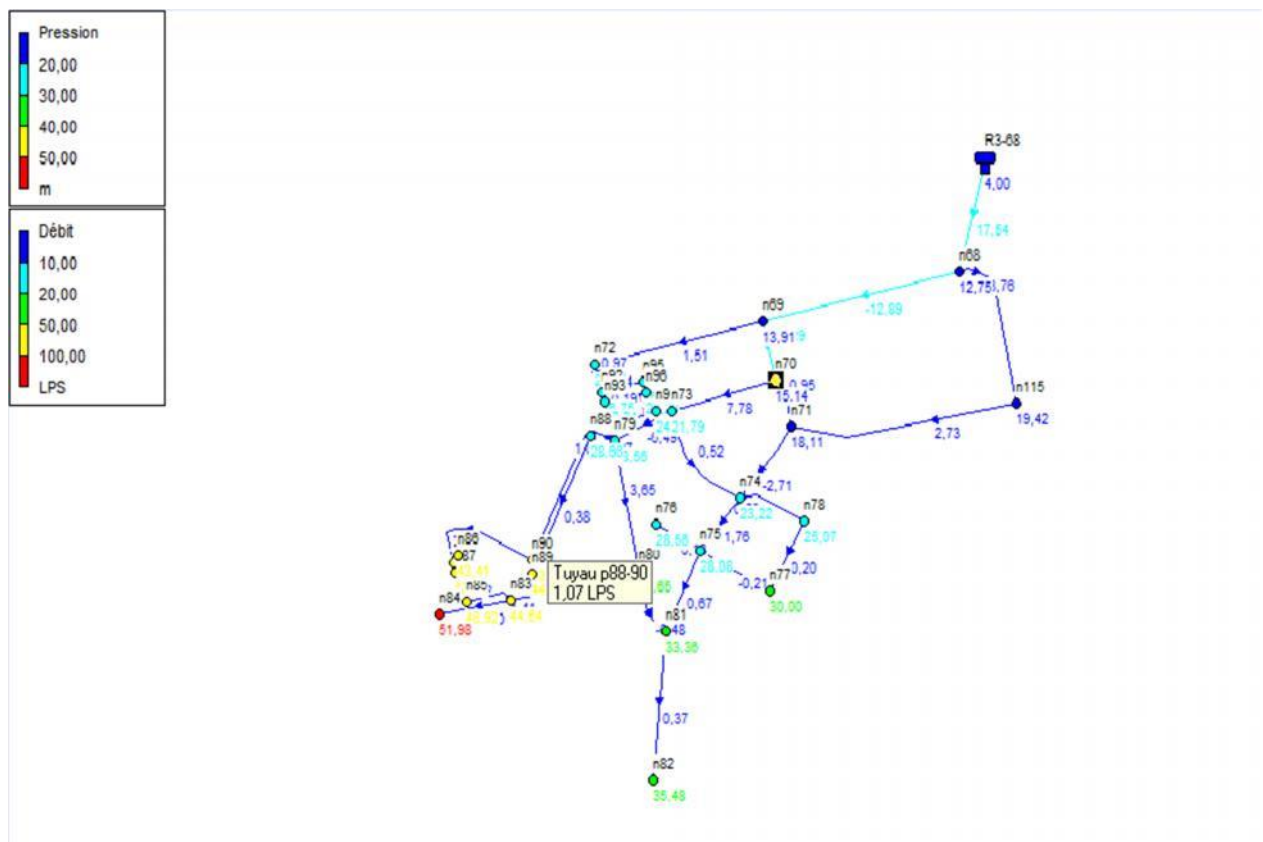


Figure N°V.09: Répartition finale de pression et de débit pour le cas de pointe.

(zone N°03)

d-Zone N°04 :

Tableau V.21 : Caractéristiques hydrauliques et géométriques des tronçons.

Tronçons	Longueur M	Diamètre mm	Débit LPS	Vitesse m/s	Pert.Charge Unit. m/km
p97-99	74,51	40	0,25	0,2	1,92
p101-114	72,41	40	0,27	0,21	2,09
p97-98	68,66	200	16,7	0,53	1,46
p103-107	149,36	63	1,06	0,34	2,71
p98-102	24,94	200	12,81	0,41	0,89
p102-106	150,84	63	1,11	0,35	2,94
p106-107	56,8	63	0,34	0,11	0,35
p101-105	149,53	75	0,8	0,18	0,69
p98-100	40,61	90	3,4	0,53	3,99
p100-104	134,44	63	0,71	0,23	1,33
p100-101	29,36	75	1,93	0,44	3,47
p104-105-	34,55	75	0,85	0,19	0,77
p102-103	92,01	200	10,72	0,34	0,64
p103-104	40,65	50	0,9	0,46	6,38
p107-109	78,17	40	0,35	0,28	3,38
p103-108	67,31	125	7,47	0,61	3,37
p108-109	136,57	50	0,62	0,32	3,23
p108-111	172,35	110	1,74	0,18	0,43
p105-111	198,15	75	0,23	0,51	0,08
p109-110	158,7	50	0,4	0,21	1,47
p108-110	48,35	90	3,54	0,56	4,31
p111-112	55,91	40	0,4	0,32	4,29
p112-113	142,86	40	0,23	0,19	1,65
p110-113	97,51	50	0,65	0,33	3,5
p110-112	108,24	75	0,97	0,22	0,98
R4-97	241,25	200	17,49	0,56	1,59

Tableau V.22 : Caractéristiques hydrauliques et géométriques des nœuds.

Noeud	Altitude	Demande Base	Charge	Pression
	m	LPS	m	m
Noeud n97	743,5	0,527601	769,71	26,21
Noeud n99	743	0,254579	769,56	26,56
Noeud n114	740	0,266841	769,19	29,19
Noeud n101	734	0,870466	769,34	35,34
Noeud n98	737,5	0,494582	769,61	32,11
Noeud n103	726,5	1,287328	769,52	43,02
Noeud n107	727,8	1,047794	769,12	41,32
Noeud n102	735,5	0,986842	769,58	34,08
Noeud n106	730,7	0,765181	769,14	38,44
Noeud n105	711,3	1,408569	769,24	57,94
Noeud n100	733,5	0,753278	769,44	35,94
Noeud n104	719	0,772552	769,26	50,26
Noeud n109	723,5	1,376177	768,86	45,36
Noeud n108	717,2	1,564634	769,3	52,1
Noeud n111	693,1	1,571378	769,22	76,12
Noeud n110	713,4	1,521224	769,09	55,69
Noeud n112	696	1,131373	768,98	72,98
Noeud n113	710,5	0,885796	768,75	58,25

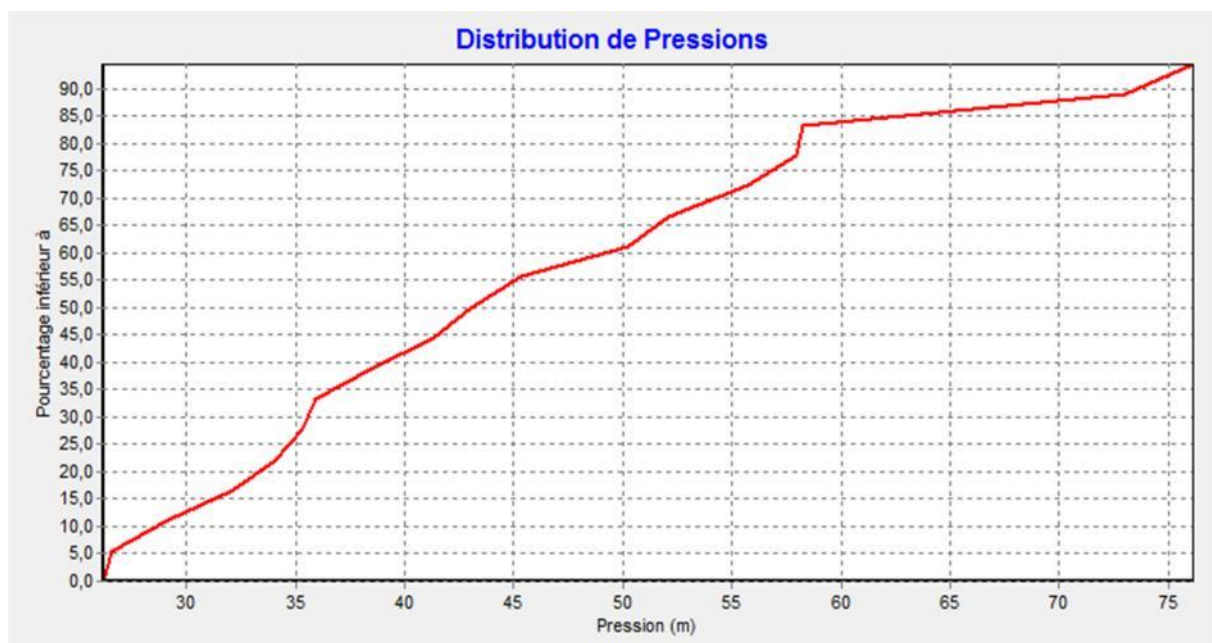


Figure N°V.10 : Courbe de distribution de pression (Zone N°04)

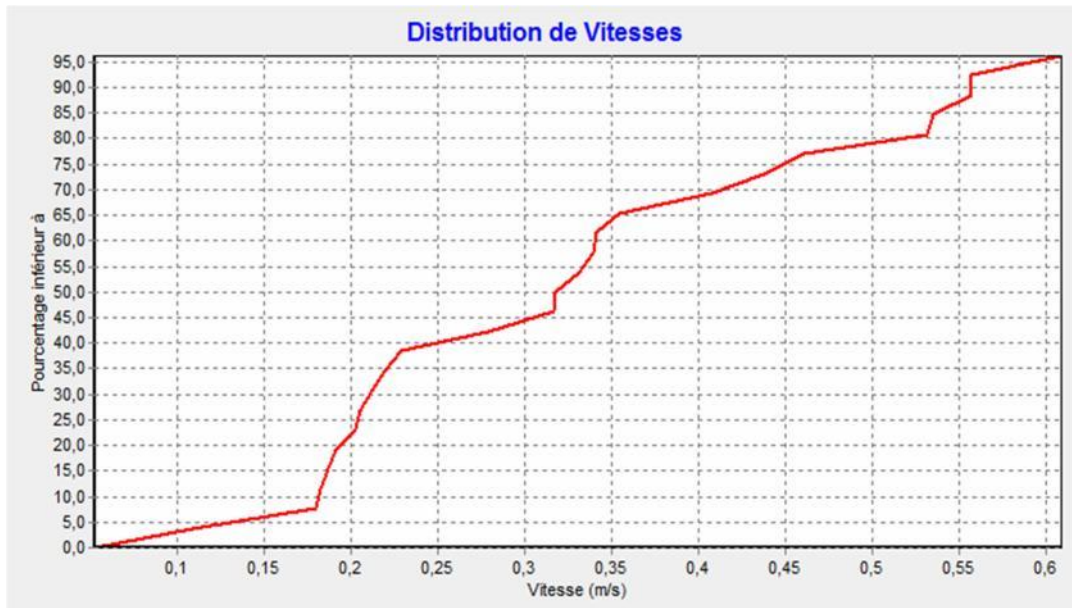


Figure N°V.11 : Courbe de distribution de vitesse (Zone N°04)

❖ *Interprétation des résultats de la zone N°04 :*

- Le réseau de distribution de cette zone est de type maillé avec quelques ramifications. Ce réseau couvre une superficie de 10,06Ha.
- Cette zone est alimentée à partir de réservoir 150 m³ de Sidi Othmane.
- Le débit de pointe de cette zone égal à 17.49 l/s.
- La longueur totale du réseau égal à 2373 m.
- Les diamètres des conduites de ce réseau sont imposés par la simulation pour aboutir à des vitesses acceptables néanmoins dans la pratique, ils peuvent être remplacés par deux conduites normalisées de diamètres différents qui occasionneraient les mêmes pertes de charge que des conduites dont les longueurs respectives seront déterminées moyennant des calculs hydrauliques précis et basés sur les principes de la continuité du débit et des pertes de charge des conduites en série. Les diamètres trouvés varient entre 200mm et 40 mm, en P.E.H.D, PN 16 bars.
- Les pressions de ce réseau varient entre 2.6 bars et 7.6 bars et cela a cause de la présence des bâtiments (5 à 7 étages). Les charges nodales supérieures à 60 mce seront écrêtées par des réducteurs de pression afin d'amener ces charges à des valeurs acceptables.
- Les vitesses de ce réseau est dans les normes. Ces vitesses varient entre 0.18 m/s et 0.61 m/s. (voire les courbes N°V.10 et N°11 qui représentent les variations de pression et de vitesse).

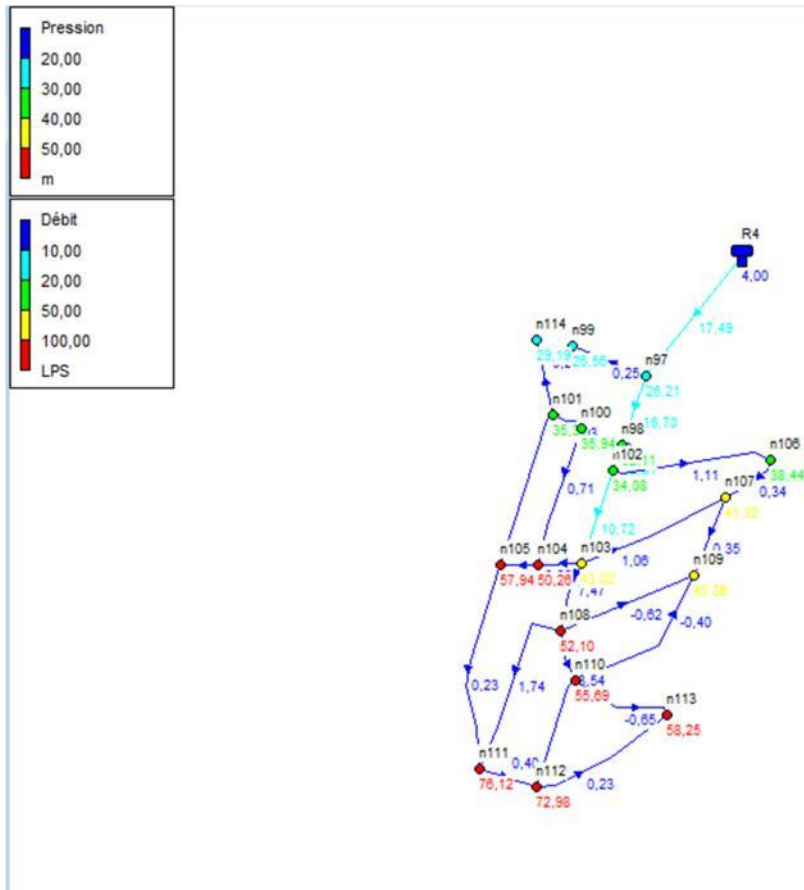


Figure N°V.12: Répartition finale de pression et de débit pour le cas de pointe
(zone N°04)

Remarque 01 : On à proposer d'utiliser des vannes d'interconnexions entre les zones, ces vannes doit être ouvrir on cas d'arrêt d'un réservoir ou dans le cas de diminution de l'apport d'une zone, ou dans le cas d'intervention au niveau de la conduite de départ d'une zone.

V.3.2.Détermination du point défavorable du réseau :

Le point défavorable est le point ou les conditions de pression et de débit sont défavorables. Dans notre cas nous parlons du point défavorable pour faire allusion au point ou la pression est la plus minimale. Autrement dit le nœud ou la charge piézométrique nodale est la plus petite.une analyse des valeurs des tableaux précédent nous montre en toute évidence que ces point sont les nœuds : N°46 , N°53, N°70 , N°111. C'est à ces nœuds que nous mettrons le débit d'incendie : le réseau est dimensionné dans le cas défavorable.

V.3.3.Cas de pointe & incendie :

Ce cas diffère du précédent par le débit d'incendie est inclus dans le débit de pointe. Autrement il dit il suppose une incendie aux heures de pointe. Le débit d'incendie est mis au point défavorable.

Remarque02 :

Malgré que le réseau assure une protection d'incendie, les diamètres des conduites dont les débits sont inférieurs à 17 l/s peuvent être remplacés par ceux qui sont inférieurs à 100 mm pour améliorer les conditions hydraulique. Néanmoins un tel changement influencera sur la répartition des débits qu'il faudra tenir compte : réduction de débit dans certaines conduites et augmentation dans d'autres.

Les bouche d'incendie seront placées sur les conduites ayant au minimum un débit de 17l/s et à des points de pression ayant au minimum une pression de 8 à 10 m.c.e .

Remarque03 :

Les résultats de la simulation définitive et les schémas de la répartition finale pour le cas de pointe & incendie sont indique sur l'annexe N°3.

V.4.Équipement du réseau de distribution :**V.4.1. Type de canalisation :**

Le réseau de distribution sera constitué d'un assemblage de tuyaux en PEHD, les diamètres utilisés varient entre 40mm et 250 mm.

V.4.2.Appareils et accessoires du réseau :

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

V.4.2.1.Robinets vannes :

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

Ils permettent aussi le réglage des débits, 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).

V.4.2.2. Bouches ou poteau d'incendie :

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

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

V.4.2.3.Clapets :

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

V.4.2.4- Ventouses :

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

V.4.2.5. Robinets de vidange :

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

V.4.2.6. Bouche d'arrosage :

Ce sont des bouches situées aux alentours des jardins.

V.4.2.7. Pièces spéciales de raccord :

- a) **les Tés** : ils sont utilisés au niveau d'un réseau pour soutirer ou ajouter un débit.
- b) **les coudes** : ils sont utilisés pour le changement de direction.
- c) **les cônes** : ils sont utilisés pour raccorder deux conduites de diamètres différents.
- d) **les croix de jonction** : ils sont utilisés au niveau des nœuds pour le croisement des deux conduites perpendiculaires.
- e) **les manchons** : ce sont des morceaux de 25 à 50 cm, qui sont utilisés pour le raccordement des accessoires et appareillages. [2]
- f) **Les compteurs** :

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

Conclusion :

A travers ce chapitre nous avons dimensionné notre réseau en utilisant le logiciel EPANET. La simulation du réseau à travers ce logiciel, nous a permis de dégager les différents diamètres susceptibles d'assurer un bon fonctionnement du réseau ; en assurant une pression minimale de 12m.c.e au niveau de tous les nœuds, et en restant dans un intervalle [1.2-7] bar à cause de la forte consommation et à la nature du terrain (accidenté la présence des points haut et bas). Pour les vitesses, nous avons obtenu des valeurs qui se situent entre la marge de 0.2 à 1.5 m/s « pendant l'heure de pointe » et cela pour éviter : l'accumulation des dépôts solides, l'érosion des conduites et l'effet de régime transitoire. En fin il faut savoir que les diamètres utilisés pour notre réseau varient entre 40 mm et 250 mm .

Chapitre VI : pose de canalisation et accessoires

Introduction :

Les canalisations sont généralement posées en tranchée, à l'exception de certain cas où elles sont posées sur le sol à condition qu'elles soient rigoureusement entretenues et protégées.

Dans notre projet, nous avons procédé à l'étude d'un réseau d'AEP. Cependant pour compléter cette dernière, nous ne devons pas négliger les accessoires utilisés sur nos conduites.

Ces accessoires sont des équipements hydrauliques destinés à :

- ❖ Assurer un bon écoulement de l'eau dans le système d'alimentation en potable en eau potable.
- ❖ Régulariser les pressions et mesurer les débits véhiculés par des conduites.
- ❖ Protéger les canalisations (contre le coups de bélier par exemple).
- ❖ Soutirer des débits (cas de piquage par exemple).

VI.1. Pose de canalisation :***VI.1.1.Principe de pose des canalisations :***

Le principe de pose de la canalisation est pratiquement le même pour toutes les conduites. Par contre le mode de pose varie d'un terrain à l'autre, ceci dans le but de diminuer l'effet des différentes contraintes agissant sur la canalisation. En principe pour permettre un écoulement naturel des eaux d'infiltration, la pose de canalisation s'effectue à partir des points hauts. Si la canalisation est posée en tranchée, celle-ci doit être suffisamment large (minimum 70 cm), de façon à permettre l'accès aux ouvriers pour effectuer le travail. Au niveau des joints, la tranchée devra présenter un élargissement plus important.

L'épaisseur du remblai au dessus de la génératrice supérieure de la conduite est variable suivant les régions du fait du gel. En général, elle est de 1 m. Une conduite doit être toujours posée avec une légère pente afin de créer des points bas pour la vidange, et des points hauts pour l'évacuation de l'air entraîné soit lors du remplissage de la conduite soit pendant le fonctionnement. On adopte en conséquence un tracé en dents de scie avec des pentes de quelques millimètres par mètre et des changements de pente tout les 200 à 400 m.

Les canalisations doivent être éloignées lors de la pose de tout élément dur d'environ 10 m, de 30 cm des câbles électriques et de 60 cm des canalisations de gaz.

VI.1.2. Pose de canalisation dans un terrain ordinaire :

La canalisation est posée dans une tranchée ayant une largeur minimale de 60 cm.

Le fond de la tranchée est recouvert d'un lit de sable d'une épaisseur de 15 à 20 cm convenablement nivelé. Avant la mise en fouille, on procède à un triage de conduite de façon à écarter celle qui en subies des chocs, des fissures, ..., après cela on pratique la décente en lit soit manuellement soit mécaniquement d'une façon lente.

Dans le cas d'un soudage de joints, cette opération doit être faite de préférence en fond de tranchée en calant la canalisation soit avec des butés de terre soit avec des tronçons de madriers en bois disposés dans le sens de la longueur de la tranchée.

Pour plus de sécurité, l'essai de pression des conduites et des joints doit toujours avoir lieu avec remblaiement. L'essai consiste au remplissage de la conduite par l'eau 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 min environ, la variation de niveau ne doit pas excéder 0,2 Bars. Le remblaiement doit être fait par couche de 20 à 30 cm exempt de pierre et bien pilonné et sera par la suite achevé avec des engins.

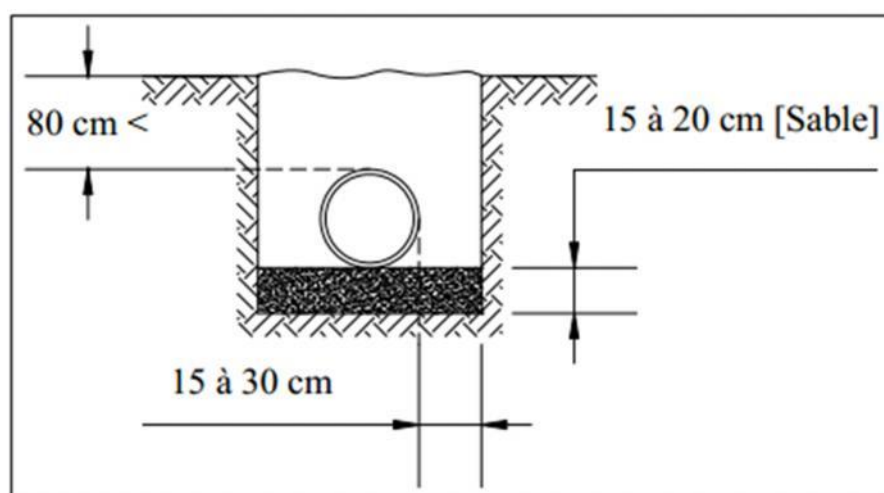


Figure N°VI.01 : Schéma d'une tranchée.

VI.1.3. Pose de canalisation dans un mauvais terrain:

Si le terrain est de mauvaise qualité on peut envisager quelques solutions :

1/ Cas d'un terrain peu consistant :

Pour éviter tout mouvement de la canalisation, celle-ci doit être posée sur une semelle, en béton armé. La semelle peut être continue ou non en fonction de la nature du sol.

2/ Cas d'un terrain mouillé :

Il est convenu dans la tranchée un moyen pour le drainage (conduite par exemple) couvert d'un lit de gravier de gros diamètre par la suite un lit en béton sur lequel repose la canalisation.

VI.1.4. Pose de canalisation en galerie :

Dans certains cas le tracé de la canalisation peut rencontrer des obstacles qui nous obligent à placer la conduite dans une en galerie. Les conduites de diamètre important (sauf aqueducs) doivent être placées sur des madriers (bois de chêne) et calées de part et d'autre pour éviter leur mouvement. Les canalisations de petit diamètre peuvent être placées dans un fourreau de diamètre supérieur et reposant sur des tasseaux en béton. Les robinets vannes sont placés des deux côtés de la route.

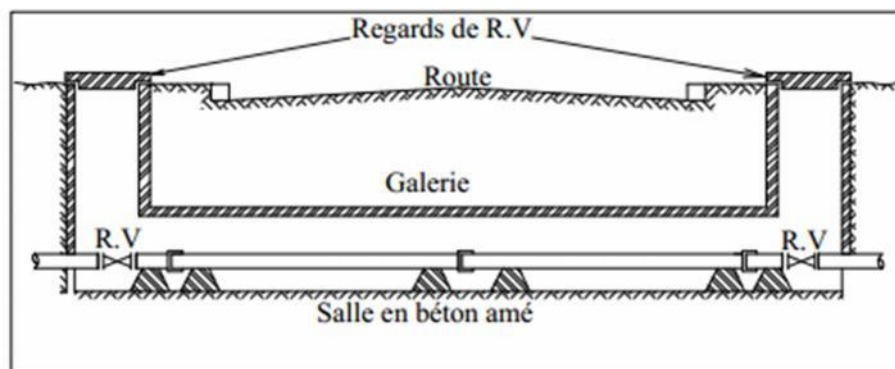


Figure N°VI.02 : pose de canalisation en galerie.

VI.1.5. Traversée d'une rivière :

La pose de canalisation à la traversée d'une rivière demande certains travaux confortatifs en fonction de l'état de la traversée et de l'importance de la conduite. L'existence d'un pont-route servira également de support pour la canalisation, ou celle-ci sera accrochée au tablier. Dans le cas où le pont-route n'existe pas la canalisation pourra suivre le lit de rivière, posée sur des ouvrages spéciaux (Tasseaux par exemple) et couverte de tout-venant pour être protégée contre les chocs (Dus à la navigation par exemple).

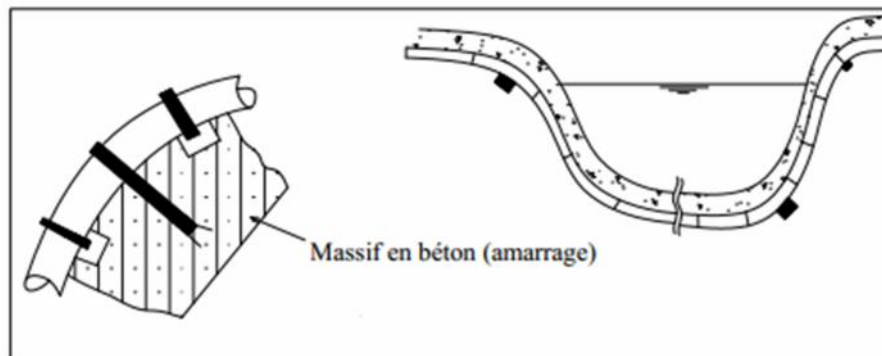


Figure N°VI.03 : Schéma traversée d'une rivière.

VI.2 .Accessoires :

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

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

VI.2.1 . Les robinets vannes :

Ce sont des appareils de sectionnement utilisés pour le cas de manœuvres lentes pour les gros diamètres. L'obturation est obtenue pour une rotation de 90° de la partie tronconique.

On distingue plusieurs types de robinet vanne :

A- Robinet vanne à coin :

Les vannes à coin sont des organes d'arrêt pour les conduites. Elles ne peuvent être employées comme organe de régulation. L'arrêt est fait par un obturateur en forme de coin. Les vannes à coin se divisent, conformément aux paliers de pression et à la forme du corps, en :

B-Vanne à cage méplate :

Elles sont en fonte avec tige filetée. Elles sont utilisées :

- Pour eau jusqu'à 40°C.
- Pour vapeur jusqu'à 150°C.
- Pour air jusqu'à 150°C.
- Pour huile jusqu'à 150°C.

Leurs caractéristiques sont représentées sur le tableau N° VI-01 :

Tableau N° VI-01 : Caractéristiques de la vanne à cage méplate

DN [mm]	PN [Bars]	Raccord	Type
40-80	6	à bride PN 10	2300
100-300	4		
350-600	2.5		

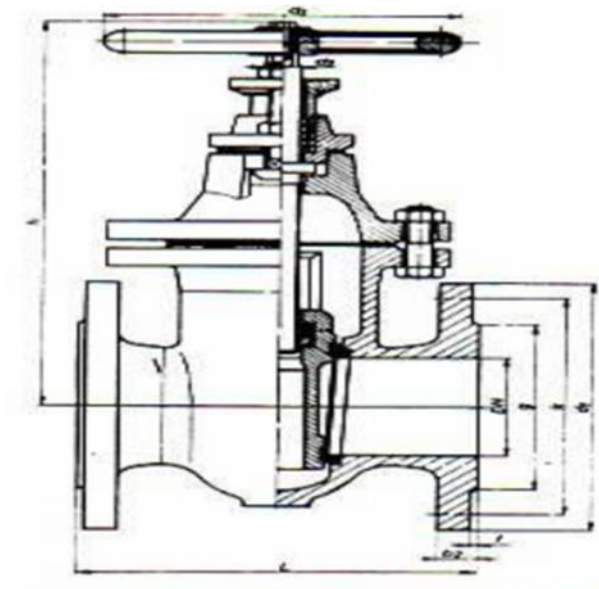


Figure N° VI.04 : Robinet vanne à cage méplate.

C- Vanne à cage ovale :

Elles sont en fonte avec tige filetée intérieure. Elles sont utilisées:

- Pour eau jusqu'à 40°C.
- Pour vapeur jusqu'à 150°C.
- Pour air jusqu'à 150°C.

Les caractéristiques de cette vanne sont représentées dans le tableau N° VI-02:

Tableau N° VI-02 : Caractéristiques de la vanne à cage ovale.

DN [mm]	PN [Bars]	Raccord	Type
40-65	16	à bride PN 10	2100
80-600	10		

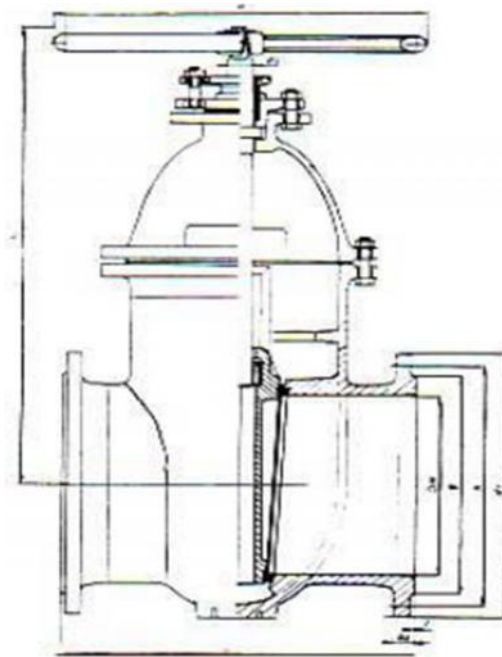


Figure N° VI.05 : Robinet vanne à cage ovale.

D-Vanne à cage ronde :

Elles sont en fonte avec tige filetée intérieure. Elles sont utilisées

- Pour eau jusqu'à 40°C.
- Pour eau jusqu'à 150°C.

Elle existe encore en PN 25, pour eau à 40°C : DN80 -100-150.

Les caractéristiques de cette vanne sont représentées sur le tableau N° VI-03:

Tableau N° VI-03 : Caractéristiques de la vanne à cage ronde :

DN [mm]	PN [Bars]	Raccord	Type
80-300	16	à bride PN 16	2580-1
350-400			
400-450			
500-600			

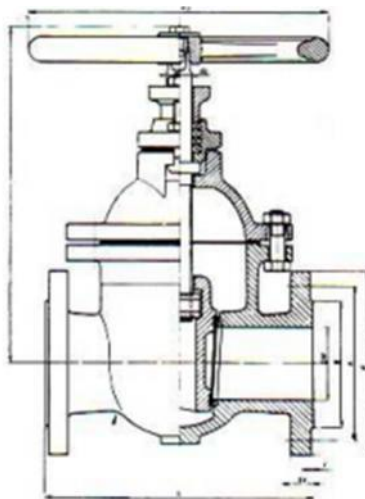


Figure N° VI-06: Robinet vanne à cage ronde [PN16-25].

E- Robinet vanne à opercule métallique :

Les robinets vannes à opercule métallique sont conçus pour l'équipement des :

- Réseaux d'adduction et de distribution d'eau.
- Réseaux d'irrigation.
- Réseaux de protection incendie.
- Centrales thermiques.

Les caractéristiques de cette vanne sont représentées sur le tableau N° VI-04:

Tableau N° VI-04 : Caractéristiques de la vanne à opercule métallique:

DN [mm]	PN [Bars]	Raccord	Type
40	16	à bride PN 16	/
50			
65			
80			
100			
125			
150			
200			

Les robinets d'arrêt ou de pise sont utilisés dans le réseau au niveau des branchements.

F- Les vannes papillons:

Ce sont des vannes à survitesses utilisées surtout au niveau des réservoirs d'eau (sortie de la conduite), c'est une vanne se fermant sous la pression de l'eau, à ne pas utiliser à l'aval d'une conduite. Elle occasionne une faible perte de charge.

VI.2.2 . Les ventouses :

On trouve sur le marché deux types de ventouses :

A : Ventouse simple : elle assure le dégazage des conduites à haute pression.

B : Ventouse à deux orifices : elle 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. Les appareils se placent au niveau des points hauts des conduites ou se rassemble l'air, soit au moment de remplissage soit en 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 on admet un remplissage à débit réduit avoisinant 1/10 du débit nominal. La vitesse de l'eau est alors faible ce qui entraîne une surpression faible au niveau de la ventouse.

On distingue :

-Les ventouses manuelles : qui sont constituées d'une prise verticale montée sur le génératrice supérieure d'un tuyau et d'un robinet à commande manuelle ;et les ventouses automatiques comportant un flotteur sphérique logé dans un corps en fonte mis à la pression atmosphérique par un orifice placé à la partie supérieure du couvercle. En fonctionnement normal, la ventouse est pleine d'eau, le flotteur est plaqué sur l'orifice ce qui rend le dispositif étanche. Lorsqu'une poche d'air se produit, le niveau baisse dans le corps de l'appareil, le flotteur descend et libère l'orifice par lequel l'air peut s'échapper.

VI.2.3. Les régulateurs de pression :**A . Régulateur de pression aval :**

Ce sont des organes de vannage qui introduisent automatiquement une perte de charge variable, de manière à ce que la pression aval soit maintenue à une valeur constante. Quelque soit le débit et la pression en eau, il faut maintenir ces appareils en état de propreté pour limiter les frottements entre pièces mobiles et éviter le coincement. Dans notre projet, l'eau à véhiculée est une eau de source ne contenant pas de matières en suspension. D'après les informations recueillies sur le catalogue des pièces spéciales de l'entreprise BAYARD, nous avons :

- **Fonction :**

-Réduit et stabilise la pression aval quelles que soient

-Variations de pression amont et le débit demandé.

- **Réglages :**

- Standard : $P = 1$ à 20 bar (DN 50 à 70)

- Autres :

$P = 0.2$ à 2 bar (DN 50 à 700)

$P = 15$ à 25 bar (DN 50 à 350)

aval.

- **B : Régulateur de pression amont :**

Ce sont les mêmes appareils que les régulateurs aval mais inversé. Le réglage étant effectué par la pression amont. Cet appareil est destiné principalement à maintenir une pression suffisante dans les conduites gravitaires.

- **Fonction :**

-Transfert les excédents d'un réseau amont vers D'un réseau amont vers un réseau aval dès que la pression amont dépasse une valeur prédéterminée. quelles que soient les variations de pression aval et du débit transféré.

-En ligne : mainteneur de pression amont.

-En déviation : déchargeur.

- **Réglage :**

- Standard : $P = 1$ à 20 bar (DN 50 à 70)

- Autres :

$P = 0.2$ à 2 bar (DN 50 à 700)

$P = 15$ à 25 bar (DN 50 à 350)

HYDROSTAB AVAL
Réf. 561



Fig. VI-7 : Régulateur de pression aval.

HYDROSTAB AMONT
Réf. 551



Fig. VI-8 : Régulateur de pression amont.

C : Régulateur de pression amont et aval :○ **Fonction :**

-Maintenir une pression minimum à l'amont, réduit et stabilise la pression aval quelles que soient les variations de pression et de débit.

○ **Réglage :**

- Standard : :P= 1 à 20 bar (DN 50 à 70)
- Autres :

P=0.2 à 2 bar (DN 50 à 700)

P=15 à 25 bar (DN 50 à 350)

HYDROSTAB AMONT-AVAL
Réf. 567



Fig. VI-09 : Régulateur de pression amont et aval

VI.2.4.les clapets d'air :

Il existe deux types de clapets :

-**Clapets à simple effet :** entrée d'air uniquement ;ce clapet ne peut s'ouvrir que sous l'effet d'une dépression dans la conduite. il monté en dérivation sur une tubulure en col de cygne .

-**Clapet à double effets :** entrée et sortie d'air à basse pression se présente sous une forme plus proche de la ventouse : enceinte comportant un flotteur venant obturer un orifice.

VI.2.5.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 onajoute une prise frontale de 100mm si le débit d'incendie excède 500l /min ou sila 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 150mm de diamètres dotées d'une vanne d'isolement.

La distance qui sépare les poteaux d'incendie situés le long des rues ne doit pas dépasser 200m.

Conclusion :

Étant donné que nous avons des conduites à diamètre variable, la largeur de la tranchée ne sera pas constante le long du tracé, mais variable selon le changement de diamètre.

Afin d'assurer un bon fonctionnement du réseau , les accessoires doivent être installés soigneusement, pour cela les raccordements seront effectués par des personnes qualifiées et compétentes. D'après les profils effectués pour chaque tronçon du réseau, les accessoires à utilisés seront :

- ✓ Les ventouses sur les points hauts pour faire évacuer et laisser pénétrer l'air dans les conduites;
- ✓ Les robinets de vidanges pour vidanger, nettoyer et réparer les conduites;
- ✓ Les robinets vannes pour isoler le tronçon à entretenir;
- ✓ Les joints GEBault pour installer les robinets vannes;
- ✓ Les vannes papillons à la sortie des réservoirs pour interrompre l'écoulement dans le cas ou les conduites éclatent.

Chapitre VII : organisation de chantier et PST

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.

VII.1.Implantation du tracé des tranchées sur le terrain :**a) Matérialisation :**

On matérialise l'axe de la tranchée sur le terrain avec des jalons placés en ligne droite et 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.[6]

b) Nivellement :

Le nivellement est la mesure des différences d'altitudes entre deux où plusieurs points situés sur une pente uniforme. Lorsque le terrain compte des obstacles on procède au nivellement par cheminement et par un simple calcul, on détermine la hauteur de chaque point ainsi la profondeur de tranchée en point[6].

VII.2.Excavation des tranchées :

Cette opération se divise en deux étapes :

VII.2.1.Enlèvement de la couche végétale :

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

VII.2.2.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.[6]

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 »

❖ La profondeur (H_{tr}) :

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

Elle est donnée par la relation suivante :

$$H_{tr} = D + h + h_1 \dots\dots\dots \text{VII-01}$$

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

D : diamètre de la conduite (m).

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

On prend : $h=1$ m.

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

D'où : $H_{tr} = 1,15 + D$ (m).....VII-02

❖ Largeur de la tranchée :

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

$$b = D + 0,6 \text{ m} \dots\dots\dots \text{VII-03}$$

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

VII.1.2.3.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 où en butée) se base sur leur champ d'application et l'exigence du chantier.

VII.1.2.3.1.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.

VII.1.2.3.2. 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. diamètre de la conduite (m).[6]

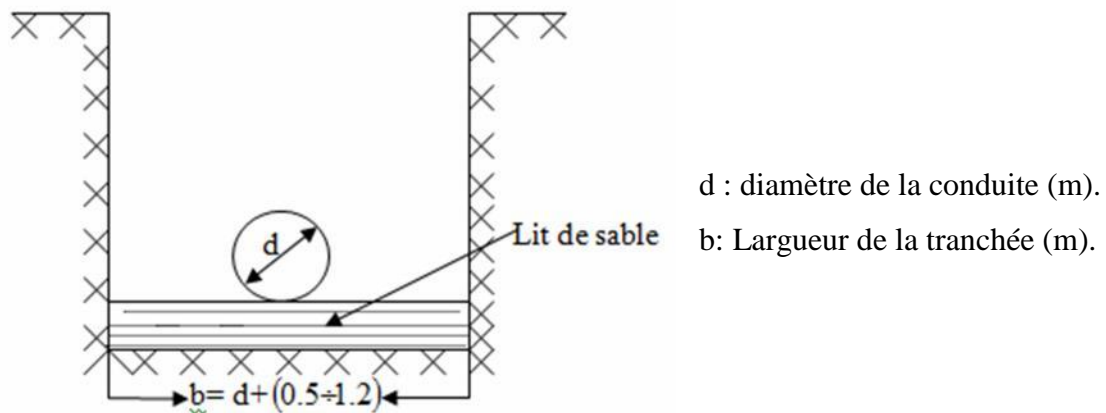


Figure N°VII-01 : Schéma d'une tranchée

Tableau N° VII.1: Calcul du volume à excaver

D (mm)	L (m)	H _{tr} (m)	b (m)	S (m ²)	V (m ³)
40	1886,51	1,19	0,64	0,7616	1436,766
50	856,06	1,2	0,65	0,78	667,7268
63	1767,93	1,213	0,663	0,8042	1421,803
75	2506,62	1,225	0,675	0,8269	2072,661
90	1006,86	1,24	0,69	0,8556	861,4694
110	1073,98	1,26	0,71	0,8946	960,7825
125	67,31	1,275	0,725	0,9244	62,21968
160	772,72	1,31	0,76	0,9956	769,32
200	1385,39	1,35	0,8	1,08	1496,221
250	340,58	1,4	0,85	1,19	405,2902
Total					10154,26

D'après ce tableau, le volume total du réseau est de **10154.26 m³**. A travers ce volume calculé, nous déterminons la capacité du godet pour notre pelle en rétro.

Tableau N° VII .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 (m ³)	0.25-0.35	0.5-0.65	1-1.25	1.5

Comme le volume total est supérieur à 10000 m³, on opte pour une pelle avec une capacité du godet égale à 0,6 m³.

VII.1.2.3.3.Rendement d'exploitation de la pelle choisie :

Le rendement de la pelle est donné par la relation :

$$R_p = \frac{3600 \times q \times K_r \times K_t}{T_c \times K_f} \quad (m^3/h) \quad \dots\dots\dots VII-04$$

Avec :

- q : capacité du godet **0,6 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 = 0,7**
- 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 :
$$R_p = \frac{3600 \times 0,6 \times 0,8 \times 0,7}{20 \times 1,2} = 50,4 m^3 / h$$

Si on prend une durée de travail de **8 heures** par jour **R_p=403.2 m³/j.**

VII.1.2.3.4.La duré d'excavation :

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

$$T = \frac{V}{R_p} = \text{jours} \dots\dots\dots VII - 05.$$

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

AN :
$$T = \frac{10154.26}{403.2} = 25 \text{ jours}$$

VII.1.2.3.5. 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).[6]

VII.1.3. 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. [6]

VII.1.4. Epreuve de joint et de la canalisation :

Pour plus de sécurité, l'essai de pression des conduites et des joints se fait avant le remblaiement, on l'effectue l'aide d'une pompe d'essai qui consiste au remplissage en eau de la conduite sous une pression de 1,5 fois la pression de service à laquelle sera soumise la conduite en cours de fonctionnement. Cette épreuve doit durer 30 minutes environ où la variation ne doit pas excéder 0.2 bar.[6]

VII.1.5. Remblaiement de la tranchée :

Une fois les épreuves réussies, la mise en place du remblai bien tassée doit être effectuée manuellement on utilisant la terre des déblais (tout élément indésirable étant exclu). [6]

VII.2. Protection et sécurité du travail :

L'essentiel objectif de la sécurité d'un travail sera la diminution de la fréquence et de la gravité des accidents dans les chantiers, d'où le domaine hydraulique couvre un large éventuel lors de la réalisation d'un projet en alimentation en eau potable.

Les différentes phases d'exécution des travaux sont:

- Travaux d'excavation et de terrassements (pose des conduites, implantation des réservoirs de stockage, station de pompage etc.).
-

- Réalisation d'un forage (creusement, équipement, essai de pompage et protection).
- Travaux de construction (génie civil) tels que le bétonnage, ferrailage et autre phase de réalisation concernent l'implantation des réservoirs de stockage et des stations de pompage, pour cela il faut que les ingénieurs hydrauliciens doivent résoudre tous les Problèmes qui concernent la sécurité et la protection du travail dans leur étude.

VII.2.1.Causes des accidents de travail dans un chantier hydraulique :

Généralement les accidents de travail imputables à des conditions dangereuses et actions dangereuses sont causés par deux facteurs :

VII.2.1.1.Facteurs humains :

- Manque de contrôle et négligence
- La fatigue des travailleurs, manque de maîtrise et de responsable.
- Encombrement dans les différentes phases d'exécution des travaux
- Erreurs de jugement ou de raisonnement.
- Importance durant les différentes phases de réalisation.
- Suivre un rythme de travail inadapté.

VII.2.1.2.Facteurs matériels :

- Outillage, engins, et machines de travail.
- Nature des matériaux mis en œuvre.
- La difficulté posée lors de l'exécution du travail.
- Les installations mécaniques et électriques.

Durant chaque phase de la réalisation d'un projet en alimentation en eau potable, le risque de produire un accident est éventuellement, soit dans la phase des travaux de terrassement, soit dans la réalisation des travaux de bétonnage, soit dans les installations électriques ou des installations sous pressions soit après la finition du projet (travaux d'entretien des pompes, des installations, etc.)

VII.2.2.Liste des conditions dangereuses :

- Installations non protégées.
- Installations mal protégées.
- Outillages, engins et machines en mauvais état.
- Protection individuelle inexistante.

- Défaut dans la conception et dans la construction.
- Matières défectueuses.

- Stockage irrationnel.
- Mauvaise disposition des lieux.
- Eclairages défectueux
- Facteurs d'ambiance impropres.
- Conditions climatiques défavorables. [5]

VII.2.3.Liste des actions dangereuses :

- Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement.
- Intervenir sans précaution sur des installations sous pression, sous tension.
- Agir sans prévenir ou sans autorisation.
- Neutraliser les dispositifs de sécurités.
- Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle.
- Mauvaise utilisation d'un outillage ou engin.
- Importance durant les opérations de stockage.
- Adopter une position peu sûre.
- Travailler dans une altitude inappropriée.
- Suivre un rythme de travail inadapté.
- Plaisanter ou se quereller. [5]

VII.2.4.Mesures préventives pour éviter les causes des accidents :**VII.2.4.1.Protection individuelle :**

Pour mieux protéger contre les dangers pendant l'exercice de certaines professions, il est indispensable d'utiliser les dispositifs de protection individuelle (casques, gans, chaussures, lunette protectrice etc.) [5]

VII.2.4.2.Autre protections :

- Toute tranchée creusée en agglomération ou sous route sera protégée par une clôture visiblement signalée de jour comme de nuit (chute de personnes et d'engins).
- Prévenir les concernés avant d'entreprendre des travaux d'excavations des tranchées et vérifier la stabilité du sol.
- Les travailleurs œuvrant à la pioche ou la pelle sont tenus à laisser une distance suffisante entre eux.

VII.2.4.3.Protection collective :**VII.2.4.3.1.Equipement de mise en œuvre du béton :**

L'entrepreneur ou bien le chef de chantier doit mettre en évidence les points suivants :

- Application stricte des règlements de sécurité.
- Affectation rugueuse du personnel aux commandes des points clés d'une installation moderne.

VII.2.4.3.2.Engin de levage :

La grue, pipe layer et autres engins par leurs précisions et possibilité de manutention variés, constituent la pose de travail où la sécurité n'admet pas la moindre négligence, alors le technicien responsable veillera à :

- Affecter des personnes qui comptent.
- Procéder aux vérifications périodiques des engins selon la notice du constructeur.
- Délimiter une zone de sécurité autour des engins de levage et en particulier à éviter tout stationnement sous une charge levée.

VII.2.4.3.3.Appareillage électrique :

Pour éviter les risques des appareils électriques, il faut absolument proscrire le bricolage car une ligne ou une installation électrique doit être placée que par des électriciens qualifiés.

Conclusion :

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

La prévention devrait tendre à ne plus être conçue comme un correctif et s'appuyer uniquement sur des critères défensifs. Avec les avancées du progrès technique et scientifique, on doit pouvoir en saisir les acquis pour renverser la tendance, c'est à dire faire de la prévention une action offensive pour qu'il n'y ait plus de risques.

Conclusion générale :

Notre étude a englobée tous les points qui touchent le plan spécifique à la réalisation d'un projet d'alimentation en eau potable :

Actuellement la ville de Ouamri est alimentée à partir de cinq réservoirs (R500m³, R150m³, R100m³ de mosquée, R100m³ de Sidi Othmane et R100m³ du CEM).

D'après les calculs effectués, les besoins en stockage de notre aire d'étude sont de l'ordre de 950m³ pour toute la ville sur le long terme.

Les sources d'approvisionnement actuelles de la ville sont les forages avec un volume de 691 m³/j et les sources avec un volume de 911 m³/j .

Cette étude est basée sur le système de <zoning> offrant une indépendance dans le temps et dans l'espace des zones en matière d'approvisionnement en eau potable. Elle consiste à la division du réseau de distribution de la ville en quatre zones bien distinctes ayant chacune son propre réseau de distribution comme l'illustre la planche N°02; ces zones sont alimentées à partir des réservoirs existants.

Au court de cette étude nous avons proposé de :

- Préserver les réservoirs existants.
- Boucler la ville par une conduite de ceinture et équilibrer avec un maillage intérieur renforcé par des vannes de sectionnement permettant d'isoler le réseau par zones.
- Projeter un nouveau réseau en PEHD,PN16, vu l'état de l'ancien .

Nous signalons que durant notre étude, une priorité a été donnée tant du point de vu technique qu'économique, et cela afin d'assurer une pression convenable et un débit suffisant aux abonnés.

A la fin nous avons proposé un mode d'organisation des opérations de chantier afin de bien mener la réalisation du projet.

BIBLIOGRAPHIE

[1] : **BONIN.J-Aide mémoire d'hydraulique urbaine –Editions. –Paris :Eyrolles, 1982.**

[2] : **Dr .Salah.B -Cours d'alimentions en eau potable-Editions-E.N.S.H ,1994.**

[3] : **Hugues GODART : ingénieur civil des mines et ingénieur en chef à la générale des eaux -adduction et distribution d'eau-2010 .**

[4] : **André Dupont - hydraulique urbaine, ouvrage de transport élévation et distribution des eaux :T.11 .-Editions- Paris : Eyrolles, 1988.**

[5] : **Mr BEN HAFID. M.S -Cours De Protection et Sécurité Du Travail – E.N.S.H.**

[6] : **LINGER.J : Les chantiers .T. I. T.II - Editions- Paris : Eyrolles ,1971.**

ANNEXE

Annexe N°01 :

Résultat de calcul pour le cas de pointe & incendie pour la zone N°01

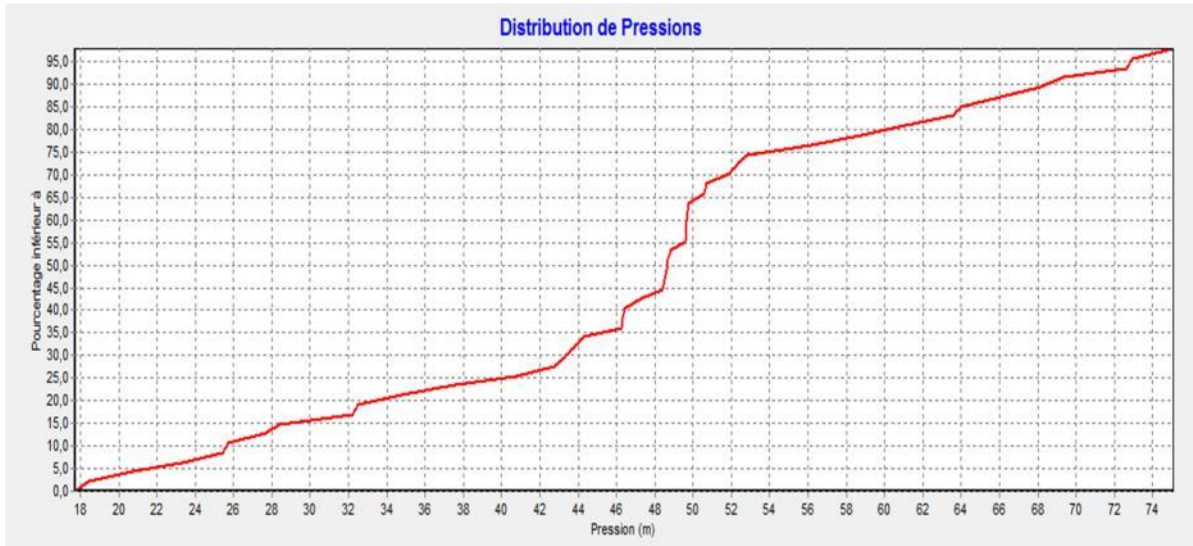


Figure N°07 : courbe de distribution de pression cas de pointe & incendie.

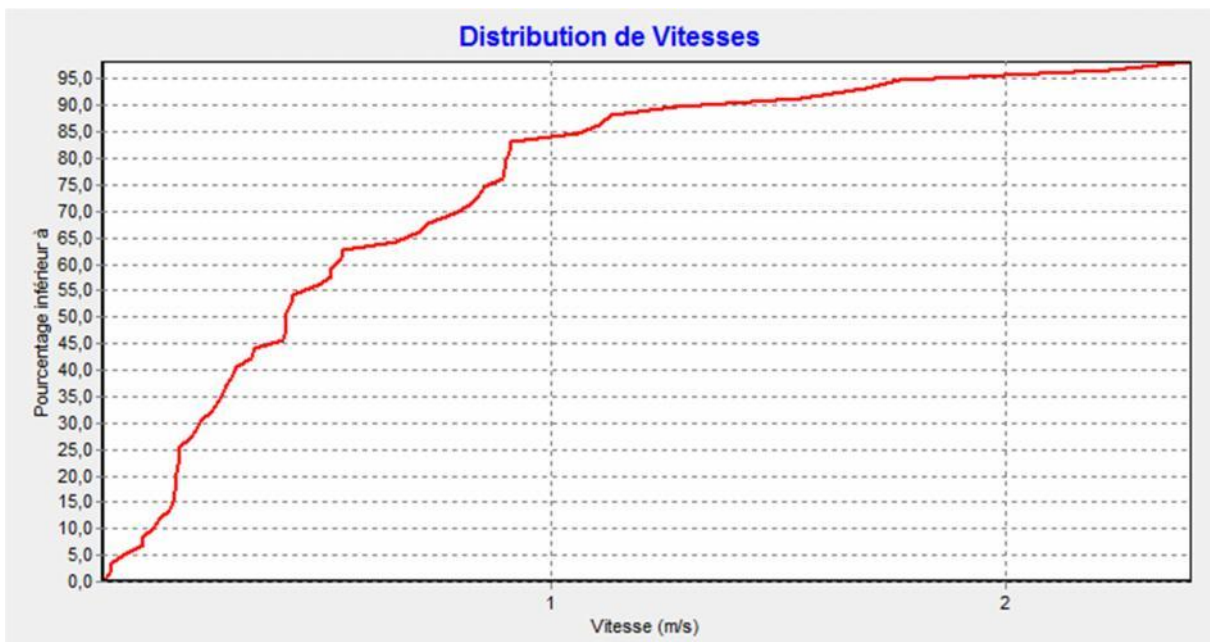


Figure N°08 : courbe de distribution de vitesse cas de pointe & incendie.

Annexe N°02 :

Résultat de calcul pour le cas de pointe & incendie pour la zone N°02 :

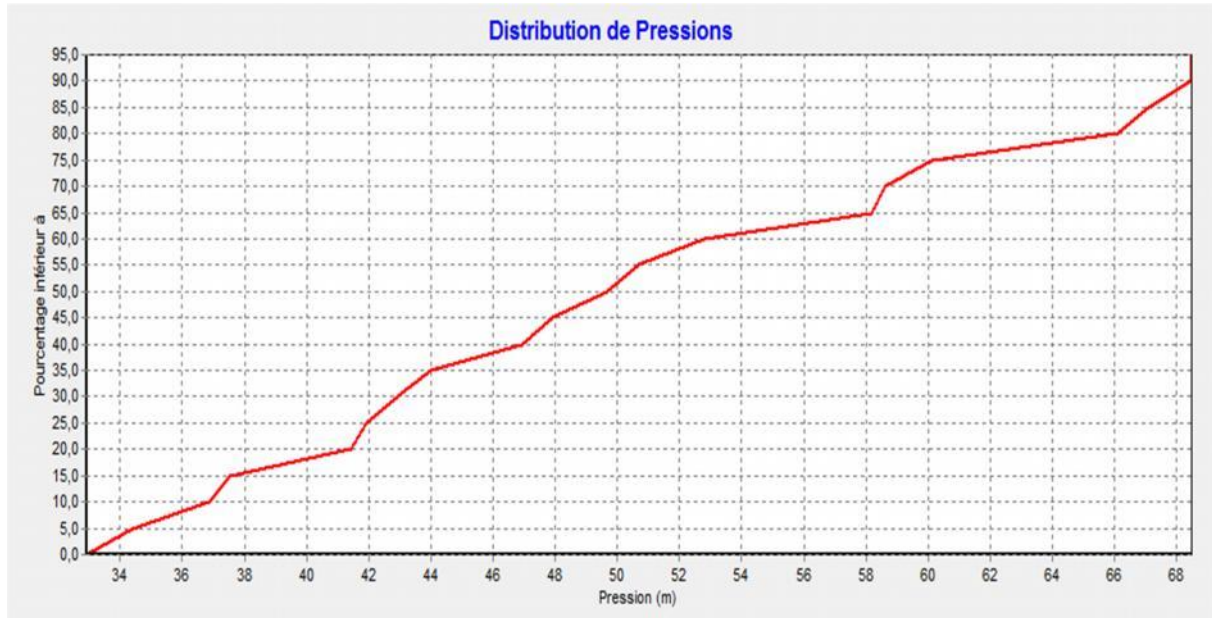


Figure N°09: courbe de distribution de pression cas de pointe & incendie.

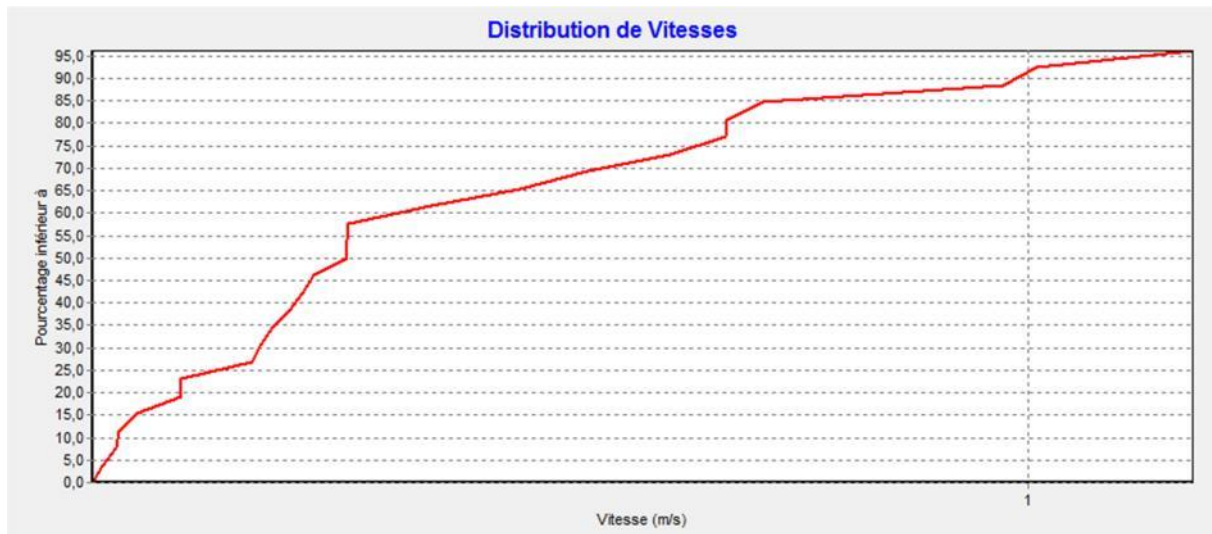


Figure N°10 : courbe de distribution de vitesses cas de pointe & incendie.

Annexe N°03 :

Résultat de calcul pour le cas de pointe & incendie pour la zone N°03:

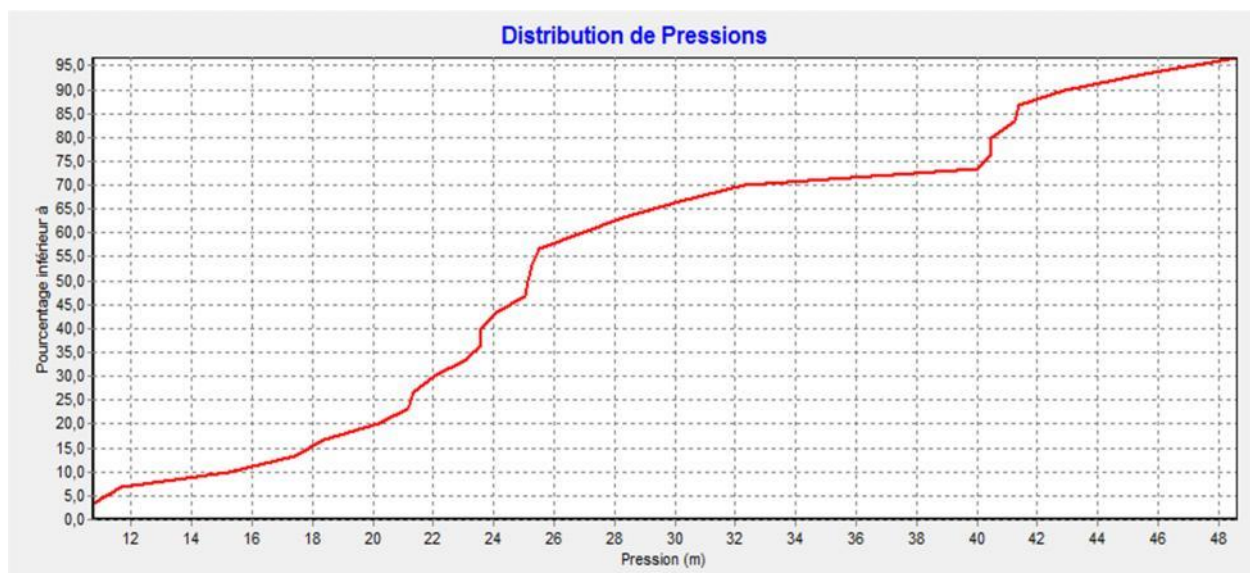


Figure N°11 : courbe de distribution de pression cas de pointe & incendie.

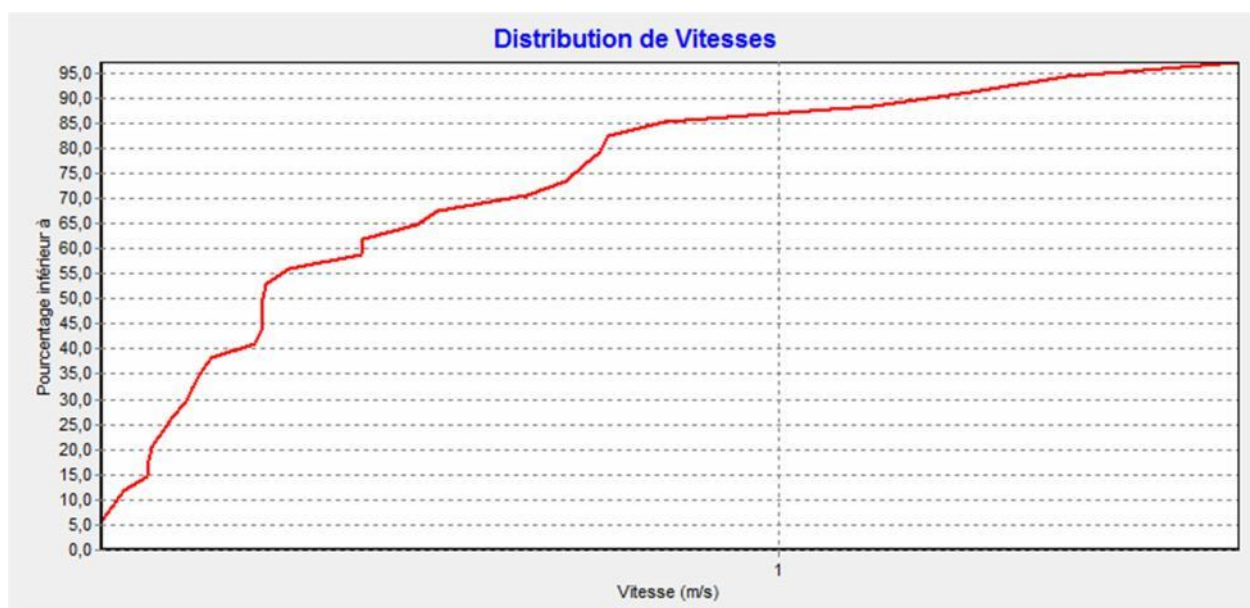


Figure N°12 : courbe de distribution de vitesse cas de pointe & incendie.

Annexe N°03 :

Résultat de calcul pour le cas de pointe & incendie pour la zone N°04:

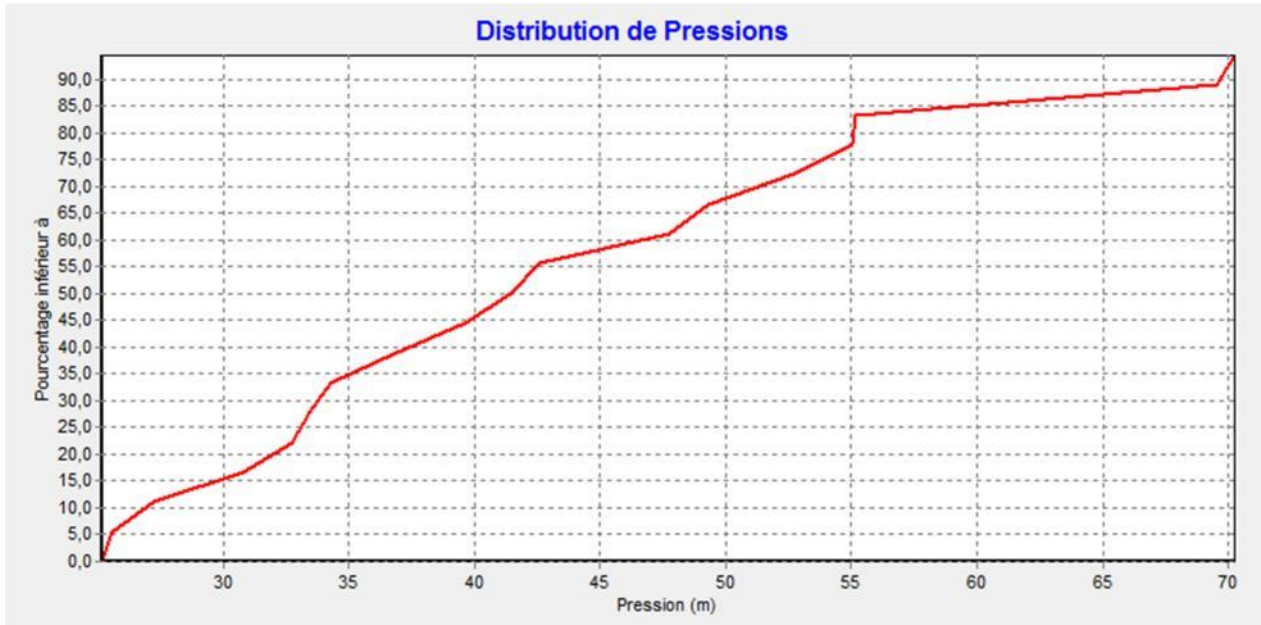


Figure N°13: courbe de distribution de pression cas de pointe & incendie.

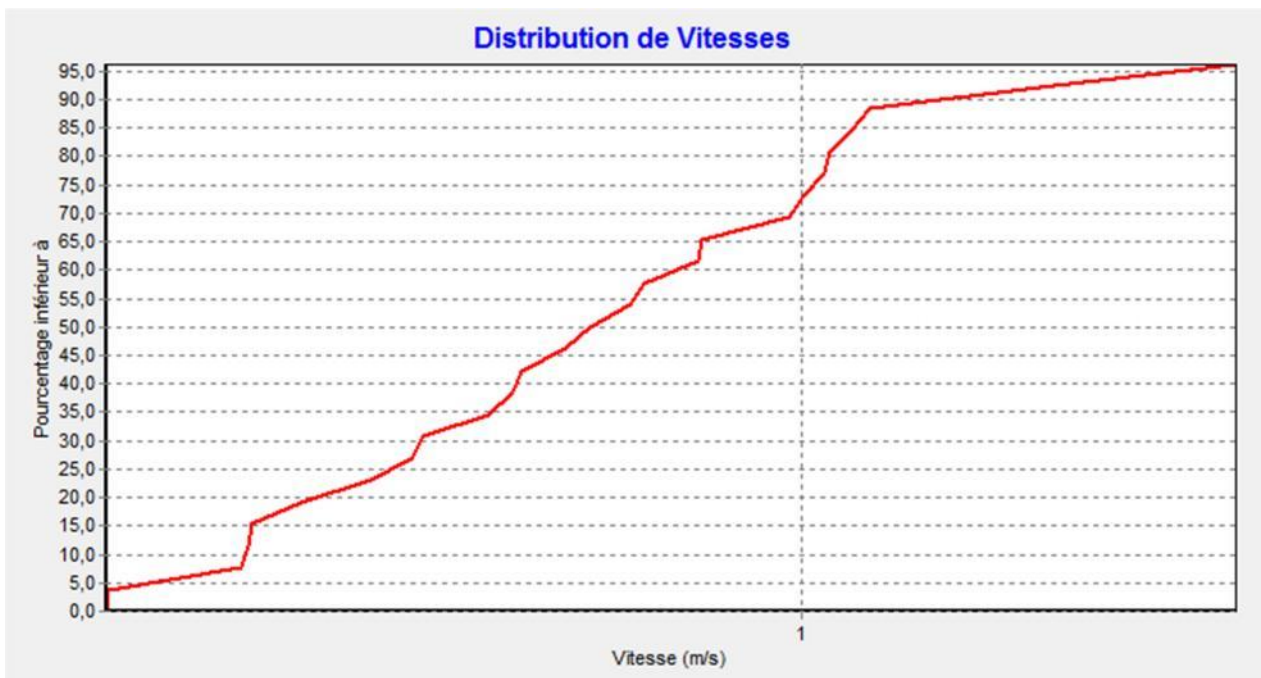
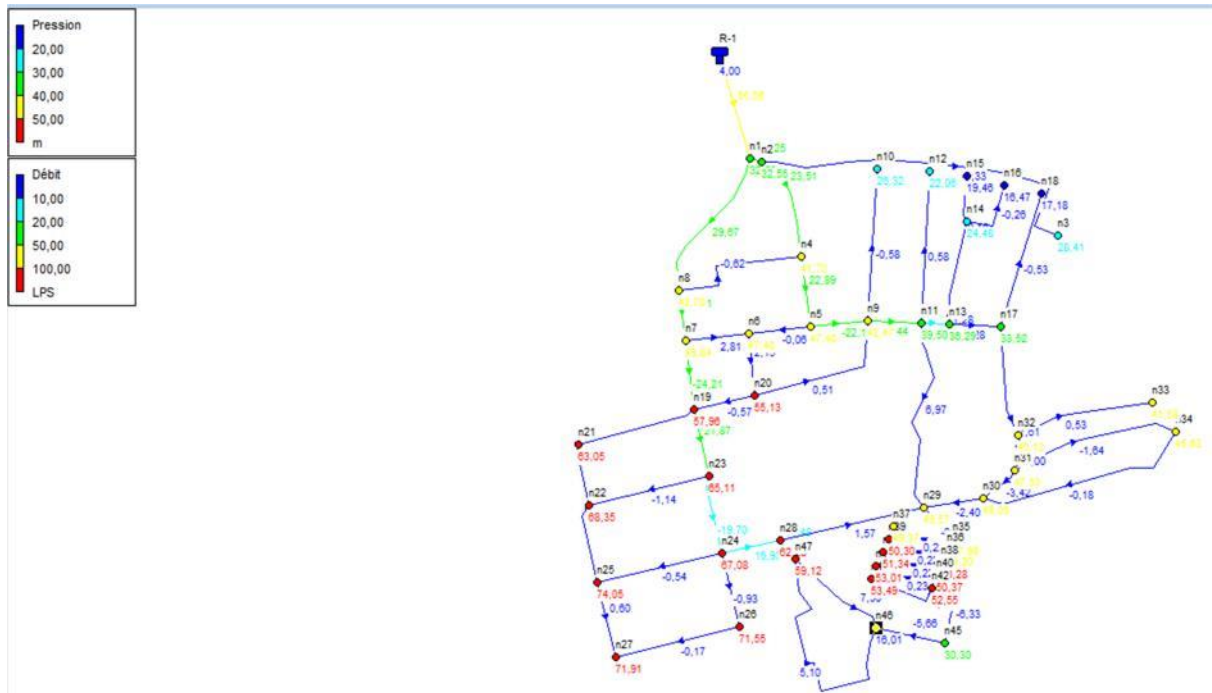


Figure N°14 : courbe de distribution de vitesses cas de pointe & incendie.

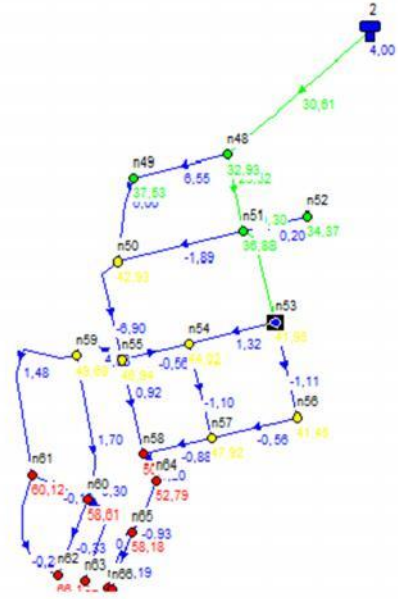
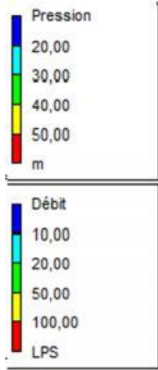
Annexe N°03 :

Répartition définitive pour le cas de pointe & incendie pour la zone N°1 :



Annexe N°03 :

Répartition définitive pour le cas de pointe & incendie pour la zone N°2 :



Annexe N°03 :

Répartition définitive pour le cas de pointe & incendie pour la zone N°4 :

