

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

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

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0013-11

APA Citation (APA توثيق):

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

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

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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

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

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

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

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

**MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE**

**ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE
-ARBAOUI Abdellah-**

**DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU
MEMOIRE DE FIN D'ETUDES**

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

OPTION : Conception des Systèmes d'Alimentation En Eau Potable

THEME:

**Diagnostic et conception du réseau d'alimentation
en eau potable de la ville de Bordj Ghedir
(W. Bordj Bou Arreridj)**

Présenté par :

M^r. HAMAS Abderrahmane

Promoteur :

M^r. A. ZEROUAL

Devant le jury composé de :

Président: M^r B. SALAH

Examineurs: M^{me} W. MAHMOUDI

M^{me} S. BELLABAS

M^r A. HACHEMI

M^r M. BOUZIANE

Octobre 2011

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

**MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE**

**ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE
-ARBAOUI Abdellah-**

**DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU
MEMOIRE DE FIN D'ETUDES**

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

OPTION : Conception des Systèmes d'Alimentation En Eau Potable

THEME:

**Diagnostic et conception du réseau d'alimentation
en eau potable de la ville de Bordj Ghedir
(W. Bordj Bou Arreridj)**

Présenté par :

M^r. HAMAS Abderrahmane

Promoteur :

M^r. A. ZEROUAL

Devant le jury composé de :

Président: M^r B. SALAH

Examineurs: M^{me} W. MAHMOUDI

M^{me} S. BELLABAS

M^r A. HACHEMI

M^r M. BOUZIANE

Octobre 2011

Remerciements

D'abord je remercie dieu tout puissant pour m'avoir permis d'accomplir dans les meilleures conditions ce travail et toutes mes études.

Ma reconnaissance va plus particulièrement à :

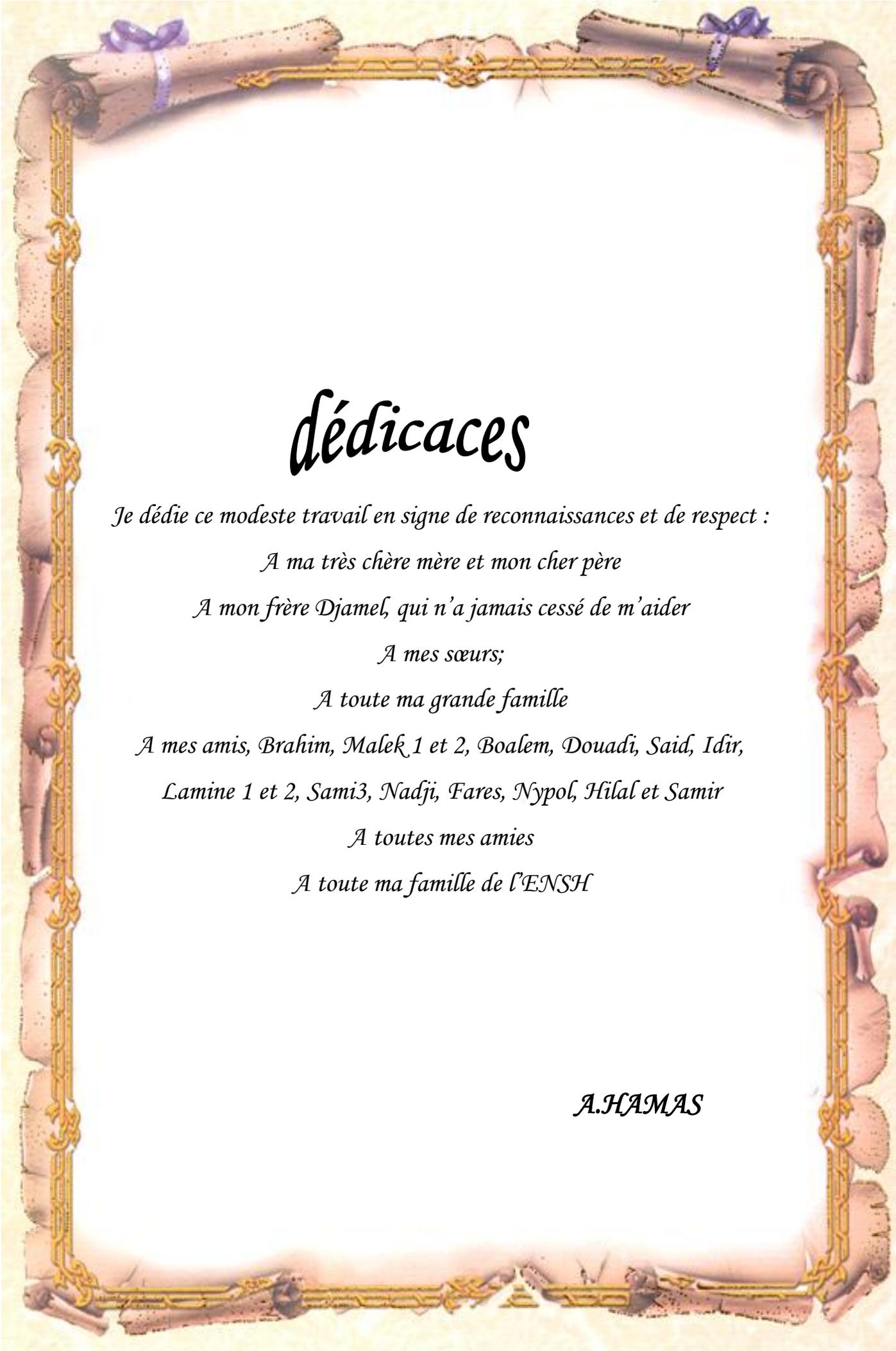
Mon promoteur Mr ZEROUAL Ayoub pour sa disponibilité et son aide.

A L'ensemble des enseignants qui m'ont suivi durant mon cycle d'étude.

Mon respect aux membres du jury qui me feront l'honneur d'apprécier mon travail

Je tiens à exprimer mes vifs remerciements à toutes les personnes qui m'ont aidé tout au long de mon travail.

A.HAMAS



dédicaces

Je dédie ce modeste travail en signe de reconnaissances et de respect :

A ma très chère mère et mon cher père

A mon frère Djamel, qui n'a jamais cessé de m'aider

A mes sœurs;

A toute ma grande famille

A mes amis, Brahim, Malek¹ et 2, Boalem, Douadi, Saïd, Idir,

Lamine 1 et 2, Sami³, Nadji, Fares, Nypol, Hilal et Samir

A toutes mes amies

A toute ma famille de l'ENSH

A.HAMAS

ملخص

العمل الذي نقوم به يتمثل في تشخيص وتصميم نظام التزويد بالمياه الصالحة للشرب لمدينة برج غدير، لأجل هذا نتطرق إلي تقديم النظام الحالي بتحديد مختلف مشاكل أنابيب الدفع، محطات الضخ، خزانات المياه وشبكة التوزيع.

استعملنا آخر دفعة من برنامج Water CAD و هذا من اجل إظهار حالة شبكة التوزيع حاليا ومستقبلا. بعد هذه المعاينة وصلنا إلي تقديم التوصيات الضرورية من اجل التزويد الجيد للمدينة بالمياه وضمان عمل النظام إلي غاية عام 2030

Résumé

Ce présent mémoire à pour objectif de faire un diagnostic et conception du système d'alimentation en eau potable de la ville de Bordj Ghedir. Le travail a consisté à présenter le système existant et déterminer les différents problèmes des adductions, stations de pompage, réservoirs de stockage et défaillances du réseau de distribution.

On a utilisé la dernière version du logiciel de modélisation Water CAD afin de bien visualiser le comportement hydraulique de notre réseau.

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

Summary

The present work aims to make a diagnosis and design of the system of water supply in the Bordj Ghedir City. The work is to present the existing system and identify the various problems of supply systems, pumping stations, storage tanks and failures of the distribution network.

We used the latest version of Water CAD software modeling to visualize the hydraulic behavior of our network.

After the network's expertise, recommendations have been proposed to improve city drinking water supply and ensure the proper functioning of the system to the study horizon (2030).

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE	1
CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE	2
Introduction.....	2
Présentation générale de la Ville de Bordj Ghedir.....	2
I.1. Situation géographique et administrative.....	2
I.2. Données naturelles du site.....	3
I.2.1. Situation topographique.....	3
I.2.2. Analyse géologique.....	3
I.2.3. Hydrogéologie.....	4
I.2.4. Sismicité.....	4
I.2.5. Situation climatique.....	4
I.3. Hydrographie.....	6
I.4. Caractéristiques du rejet.....	7
I.5. Nature d'eau.....	7
I.6. Démographie.....	7
I.7. Catégories de consommations.....	8
7.1. Secteur domestique.....	8
7.2. Secteur des collectivités.....	8
Conclusion.....	8
CHAPITRE II : CARACTERISTIQUES DU RESEAU	9
Introduction.....	9
II.1. Présentation de la situation existante.....	9
II.2. Ressources souterraines.....	9
Forage Cotta.....	9
Forage Ouled Makhoulf.....	10
Source d'Ain-Ghourad.....	11
II.3. Ressources superficielles.....	13
Adductions.....	13
Adduction à partir du forage Cotta.....	13
Adduction d'Ouled Makhoulf.....	13
Adduction d'Ain-Gourad.....	13
Ouvrages de stockage.....	16
Stations de pompes.....	18
II.4. Récapitulatif du réseau.....	19
Conclusion.....	19

CHAPITRE III : EVALUATION DES BESOINS EN EAUX	20
Introduction.....	20
III.1.Evaluation de la Population future.....	20
III.2. Evaluation des débits.....	21
2.1 Généralité.....	21
2.2 Choix de la dotation.....	21
2.3. Catégories des besoins en eau.....	22
III.3. Evaluation de la consommation moyenne journalière.....	22
III.3.1. Besoins domestiques.....	22
III.3.2. Besoins scolaires.....	23
III.3.3.Besoins sanitaires.....	23
III.3.4.Besoins administratifs.....	23
III.3.5.Besoins socioculturels.....	24
III.4.Récapitulation de la consommation moyenne journalière.....	24
III.5. Besoins d'équipements à court terme (2017).....	24
III.6. Besoins d'équipements à court, moyen et long terme.....	25
III.7. Besoins domestiques à court, moyen et long terme.....	25
III.8. Récapitulation des besoins totaux à court, moyen et long terme.....	26
III.9. Détermination des consommations maximales et minimales journalières.....	26
III.9.1.Consommation maximale journalière ($Q_{max,j}$).....	26
III.9.2.Consommation minimale journalière ($Q_{min,j}$).....	27
III.10.Etude des variations des débits horaires.....	28
10.1. Débit moyen horaire.....	28
10.2. Débit maximal horaire.....	28
10.3. Débit minimal horaire.....	29
III.11.Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitants.....	30
Détermination des graphiques de consommation actuelle.....	32
Détermination des graphiques de consommation à court terme (2017).....	33
Détermination des graphiques de consommation à moyen terme (2024).....	35
Détermination des graphiques de consommation à long terme (2030).....	36
III.12. Balance ressources/besoins.....	37
III.13. Analyse de la capacité de stockage.....	37
III.14. Bilan du stockage.....	40
Conclusion.....	40
CHAPITRE IV : FONCTIONNEMENT ET SIMULATION DU RESEAU EXISTANT	41
Introduction.....	41
IV.1. Logiciel WaterCAD.....	41
Description du logiciel WaterCAD.....	41
Fonction et application.....	41
IV.2. Dimensionnement du réseau.....	42
2.1. Calcul de la perte de charge.....	43

2.1.1	Introduction.....	43
2.1.2	Pertes de charge linéaire.....	44
2.2.	Détermination des débits.....	46
IV.3.	Résultat de la simulation.....	52
	Conclusion.....	52
CHAPITRE V : ANOMALIES ET RECOMMANDATIONS.....		53
	Introduction.....	53
V.1.	Analyse actuel du réseau.....	53
V.2.	Interprétation des résultats de calcul pour 2011.....	53
V.3.	Présentation des détails des anomalies dans le réseau.....	54
V.3.1.	Présentation des tronçons dont les vitesses sont inférieures et supérieures à la normale.....	54
V.3.2.	Présentation des nœuds dont les pressions sont inférieures à la normale.....	56
V.4.	Travaux sur le réseau de distribution.....	57
V.5.	Concernant les ressources.....	58
V.5.1.	Forages.....	58
V.6.	Concernant les stations de pompage.....	59
	Station de reprise d'Ouled Makhlouf.....	59
	Station de pompage d'Ain Gourad.....	60
V.7.	Concernant les adductions.....	60
V.8.	Concernant les ouvrages de stockage.....	60
	Conclusion.....	61
CHAPITRE VI : ADDUCTION ET POMPAGE.....		62
	Introduction.....	62
VI.1.	Recommandation sur les adductions.....	62
VI.2.	Choix du tracé.....	62
VI.2.	Choix du matériau.....	63
VI.3.	Dimensionnement de l'adduction.....	63
VI.3.1.	Méthode de calcul.....	63
	Pertes de charge linéaires.....	64
	Pertes de charge singulières.....	64
	Pertes de charge totales (ΔH_t).....	64
	Calcul de la hauteur manométrique totale Hmt.....	65
	Puissance absorbée par la pompe.....	65
	Energie consommée par la pompe.....	65
	Frais d'exploitation.....	65
	Frais d'amortissement.....	66
VI.3.2.	Dimensionnement de l'adduction (SR-2x500m ³ O.M).....	66
VI.3.3.	Dimensionnement de l'adduction (FOM- R.Reghada).....	69
VI.4.	Etude de pompage.....	72

a.	Choix de l'emplacement de la station de pompage.....	72
b.	Choix du type de pompe.....	72
c.	Choix du nombre de pompes.....	72
	Courbes caractéristiques.....	73
VI.5.	Etude du coup de bélier.....	74
VI.5.1.	Introduction.....	74
VI.5.2.	Causes du coup de bélier.....	74
VI.5.3.	Calcul des réservoirs d'air.....	74
□	Méthode de VIBERT.....	75
□	Méthode de BERGERON.....	75
a.	Dimensionnement des réservoirs d'air.....	75
	Application.....	76
	Conclusion.....	77
 CHAPITRE VII : PROJECTION DU RESEAU POUR L'HORIZON 2030.....		78
	Introduction.....	78
VII.1.	Classification des réseaux.....	78
Réseau ramifié.....		78
Réseau maillé.....		78
VII.2.	Hypothèses de calcul et de dimensionnement.....	78
Débits.....		79
Choix du diamètre.....		79
Pression.....		80
VII.3.	Calcul hydraulique du réseau de distribution pour l'horizon 2030.....	80
VII.3.1.	Détermination des débits.....	80
Cas de pointe.....		80
Cas de pointe plus incendie.....		87
VI.4.	Résultat de la simulation.....	87
	Conclusion.....	87
 CHAPITRE VIII : POSE DE CANALISATIONS ET ACCESSOIRES.....		88
	Introduction.....	88
VIII.1.	pose de canalisations.....	88
Pose selon la nature de terrain.....		88
Pose selon la nature des conduites.....		89
Traversées des routes.....		89
Traversée des Oueds.....		90
VIII.2.	Exécution des travaux de pose des canalisations.....	91
Travaux préliminaires.....		91
Excavation des tranchées.....		91
Remblaiement de la tranchée.....		93

VIII.2. Accessoires du réseau.....	95
VIII.2.1. Équipement du réseau de distribution.....	95
VIII.2.2. Appareils et accessoires du réseau	95
Vanne de régulation (multifonction).....	95
Vanne à papillon.....	96
Vanne à survitesse.....	97
Robinet altimétrique.....	97
Robinet à opercule.....	98
Appareil de régulation à membrane.....	99
Joint de démontage.....	100
Robinet vanne.....	100
Bouche ou poteau d'incendie.....	101
Clapets.....	101
Ventouses.....	102
Robinets de vidange.....	102
pièces spéciales de raccordement.....	102
Conclusion.....	103
CHAPITRE IX : PROTECTION ET SECURITE DE TRAVAIL.....	104
Introduction.....	104
IX.1. Typologie des risques.....	104
IX.2. Risques purs et risques spéculatifs.....	104
IX.3. Différentes typologies des risques.....	106
IX.4. Causes des accidents de travail dans un chantier.....	107
Facteurs humains.....	107
Facteurs matériels.....	107
Liste des conditions dangereuses.....	108
Liste des actions dangereuses.....	108
Conclusion.....	108
CHAPITRE X : GESTION DU RESEAU D'AEP.....	109
Introduction.....	109
X.1. But de la gestion	109
X.2. Gestion et exploitation des forages.....	109
X.3. Gestion des ouvrages de stockage.....	112
X.4. Gestion du réseau d'adduction et de distribution	115
X.5 : Gestion des stations de pompage.....	119
Conclusion.....	121
CONCLUSION GENERALE.....	122

LISTE DES TABLEAUX

	Page
Tableau I.1 : Pluviométrie moyenne mensuelle.....	5
Tableau I.2 : Température moyenne mensuelle.....	5
Tableau I.3 : Vitesses moyennes mensuelles du vent.....	6
Tableau I.4 : Humidités moyennes mensuelles.....	6
Tableau I.5 : Répartition de la population	7
Tableau II.1. Récapitulatif des forages existants.....	12
Tableau II.2. Récapitulatif des adductions existantes	14
Tableau II. 3. Récapitulatif des réservoirs existants	16
Tableau II.4. Récapitulatif des groupes motopompes existants.....	18
Tableau III.1: Répartition de la population	20
Tableau III.2: Tableau récapitulatif des besoins scolaires.....	23
Tableau III.3: Tableau récapitulatif des besoins sanitaires.....	23
Tableau III.4: Tableau récapitulatif des besoins administratifs.....	23
Tableau III.5: Tableau récapitulatif des besoins socioculturels.....	24
Tableau III.6: Tableau récapitulatif des besoins totaux.....	24
Tableau III.7: Tableau récapitulatif des besoins des équipements à court terme(2017).....	24
Tableau III.8: Evaluation des besoins d'équipements à court, moyen et long terme	25
Tableau III.9: Evaluation des besoins domestiques à court, moyen et long terme	25
Tableau III.10: Evaluation des besoins totaux à court, moyen et long terme	26
Tableau III.11: Tableau récapitulatif des débits journaliers $Q_{\min,j}$; $Q_{\text{moy},j}$; $Q_{\max,j}$	27
Tableau III.12: Variation du coefficient β_{\max}	28
Tableau III.13: Variation du coefficient β_{\min}	29
Tableau III.14: Débits (max et min) horaires pour chaque horizon.....	29
Tableau III.15 : Répartition des débits horaire : (Actuelle et à court terme)...	31
Tableau III.16: Répartition des débits horaire : (moyen et long terme).....	34
Tableau III.17: Balance ressources/besoins	37
Tableau III.18: Détermination de la capacité du stockage à l'état actuel (2011)...	39
Tableau III.19: Résultat du calcul du volume total du stockage à l'état actuel	40

LISTE DES TABLEAUX

Tableau III.20 : Calcul du volume total de stockage à l'horizon 2030.....	40
Tableau III.21: Bilan de stockage.....	40
Tableau IV.1: Constantes α , β et γ en fonction de la rugosité absolue ε	45
Tableau IV.2: Valeurs du Coefficient de HAZEN WILLIAMS C_{HW} en fonction de matériaux des conduites.....	45
Tableau IV.3 : Calcul des débits nodaux du réseau actuel	47
Tableau V.1. Tronçons dont la vitesse inférieure à la normale.....	54
Tableau V.2. Tronçons dont les vitesses supérieures à la normale.....	55
Tableau V.3. Nœuds dont les pressions inférieures à la normale.....	56
Tableau VI.1: Calcul de la Hmt du tronçon (SR-2x500m ³ O.M).....	67
Tableau VI.2: Calcul des frais d'amortissement du tronçon (SR-2x500m ³ O.M).	67
Tableau VI.3: Calcul des frais d'exploitation du tronçon (SR-2x500m ³ O.M).....	68
Tableau VI.4: Bilan du tronçon (SR-2x500m ³ O.M).....	68
Tableau VI.5: Calcul de la Hmt du tronçon (FOM- R.Reghada).....	69
Tableau VI.6: Calcul des frais d'amortissement du tronçon (FOM- R.Reghada)	69
Tableau VI.7: Calcul des frais d'exploitation du tronçon (FOM- R.Reghada)....	70
Tableau VI.8: Bilan du tronçon (FOM- R.Reghada).....	70
Tableau VI.9: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre da la station de reprise.....	73
Tableau VI.10 : Caractéristique du groupe électropompe immergé du forage ...	73
Tableau VI.11: Les caractéristiques des différents tronçons de l'adduction de refoulement.....	76
Tableau VI.12: Calcul de célérité d'onde des différents tronçons de l'adduction de refoulement.....	77
Tableau VI.13: Calcul de volume des différents réservoirs d'air de l'adduction de refoulement.....	77
Tableau VII.1 : Calcul des débits nodaux pour le réseau projeté.....	81
Tableau VIII.1: Choix du coefficient du talus.....	92
Tableau X.1. Equipements des réservoirs	112

LISTE DES FIGURES

	Page
Figure I.1. Localisation de la ville de Bordj Ghedir sur la carte de la Wilaya de Bordj Bou Arreridj.....	3
Figure II.1 : Etat actuel du forage Cotta.....	9
Figure II.2 : Etat actuel d'équipements du forage Cotta.	10
Figure II.3 : Etat actuel du forage d'Ouled Makhlouf.....	10
Figure II.4 : Etat actuel du captage d'Ain Gourad.....	11
Figure II.5 : Etat actuel de la conduite d'adduction de la station de reprise d'O.Makhlouf.....	13
Figure II.6 : Etat actuel de la conduite de départ d'adduction d'Ain Ghourad.....	14
Figure II.7 : Schéma synoptique du système d'AEP existant de Bordj Ghedir.....	15
Figure II.8 : Etat actuel du château d'eau 250m ³ du centre ville.....	16
Figure II.9 : Etat actuel du réservoir 250m ³ du centre ville.....	17
Figure II.10 : Etat actuel des réservoirs jumelés (2X500m ³) d'ouled Makhlouf.....	17
Figure II.11: Etat actuel du réservoir (500m ³) REGHADA.....	17
Figure II.12 : Etat actuel des pompes de la station de reprise d'Ouled Makhlouf	18
Figure II.13 : Etat actuel des pompes de la station d'Ain Ghourad.....	19
Figure III.1 : Répartition de la population.....	21
Figure III.2: Diagramme à barres représente la consommation actuelle.....	32
Figure III.3 : Graphique de consommation actuelle.....	32
Figure III.4: Diagramme à barres représente la consommation à court terme....	33
Figure III.5: Graphique de consommation à court terme 2017.....	33
Figure III.6: Diagramme à barres représente la consommation à moyen terme..	35
Figure III.7: Graphique de consommation à moyen terme 2017.....	35
Figure III.8: Diagramme à barres représente la consommation à long terme....	36
Figure III.9: Graphique de consommation à long terme 2030.....	36
Figure IV.1: Pertes de charges entre deux points A et B d'une canalisation.....	43
Figure VI.1 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (SR-2x500m ³ O.M).....	68
Figure VI.2: Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (FOM-R. Reghada).....	70
Figure VI.3 : Schéma synoptique du système d'AEP projeté de Bordj Ghedir.....	71

LISTE DES FIGURES

Figure VIII.1 : Pose de conduite en galerie.....	90
Figure VIII.2 : Traversée d'un Oued.....	90
Figure VIII.3 : Vanne de régulation.....	95
Figure VIII.4 : Vanne à papillon.....	96
Figure VIII.5 : Vanne à survitesse.....	97
Figure VIII.6 : Robinet altimétrique.....	97
Figure VIII.7 : Robinet à opercule.....	98
Figure VIII.8 : Appareil de régulation à membrane.....	99
Figure VIII.9 : Joint de démontage.....	100
Figure VIII.10 : Robinet vanne.....	100
Figure VIII.11 : Poteau d'incendie.....	101
Figure VIII.12 : Clapet anti retour.....	101
Figure VIII.13 : Venteuse	102
Figure VIII.14 : Pièces spéciales.....	102

LISTE DES PLANCHES

Planche N° 1 : Plan de masse et le réseau d'AEP existant de la ville de Bordj Ghedir

Planche N° 2 : Plan de masse et le réseau d'AEP projeté de la ville de Bordj Ghedir

Planche N° 3 : Profil en long de l'adduction par refoulement (Station de reprise- Réservoirs
2x500m³ Ouled Makhlouf)

INTRODUCTION GENERALE

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

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

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

Mettre à niveau l'état et le fonctionnement des réseaux d'eau potable demande des gestionnaires qu'ils interviennent face au vieillissement : en rénovant des conduites existantes, en remplaçant certaines par des nouvelles, ou encore en installant de nouvelles conduites pour satisfaire la demande des nouveaux consommateurs ou pour renforcer la fiabilité d'un réseau.

Notre étude consiste à faire un diagnostic du système d'alimentation en eau potable de la ville de Bordj Ghedir (Wilaya de Bordj Bou Arreridj), en passant par la présentation de l'état actuel de ce système et l'exposition de ces différents problèmes, donner les recommandations nécessaires afin d'aboutir à un système capable d'assurer la desserte en eau pour l'agglomération à l'horizon d'étude 2030.

CHAPITRE I
PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE



CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Introduction

Connaître la situation de la zone d'étude du point de vue géographique, administrative, topographique, géologique, climatique, et hydrologique nous permet de mener à bien notre travail et de prendre des mesures lors de l'élaboration de l'étude et la réalisation du projet sur le terrain.

Présentation générale de la Ville de Bordj Ghedir

I.1 Situation géographique et administrative

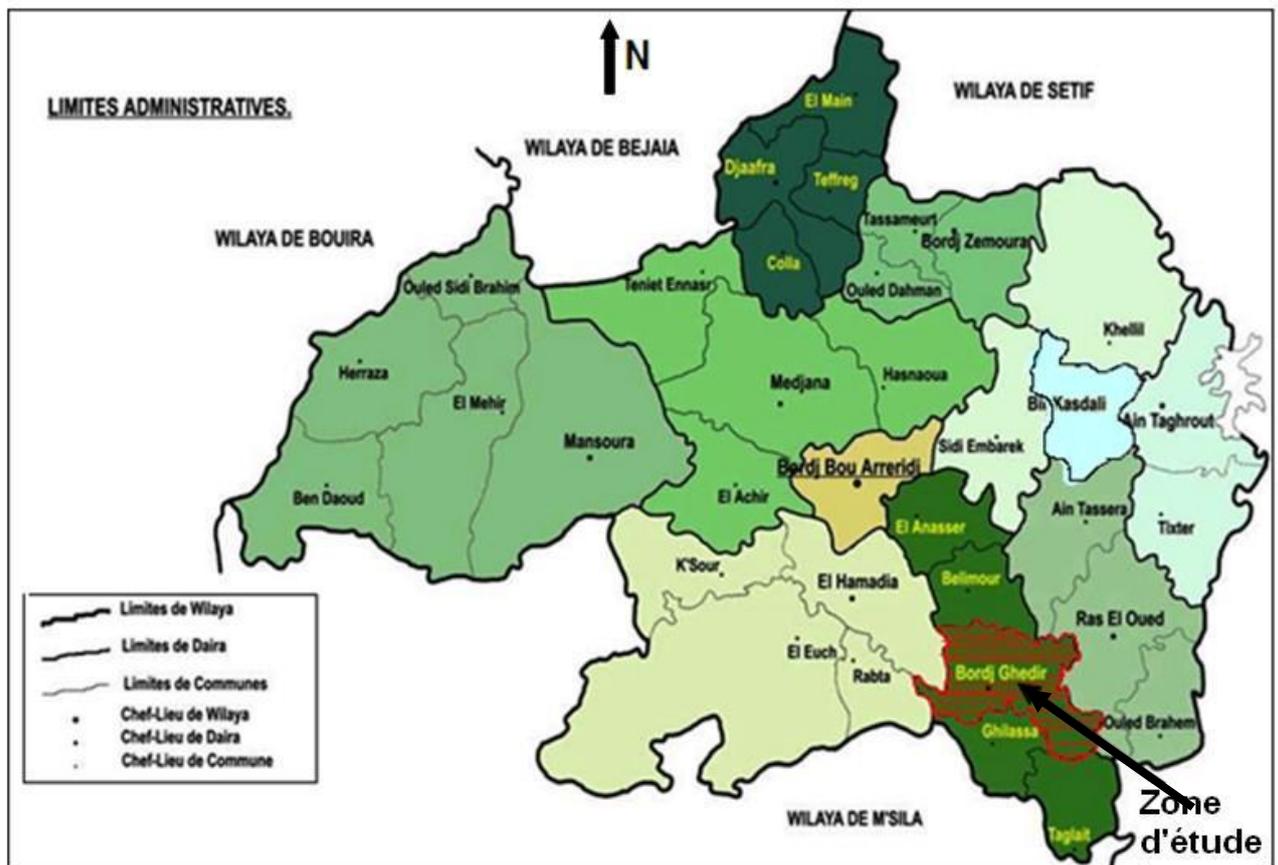
Bordj Ghedir qui est aussi chef-lieu de la daïra du même nom est distante de Bordj Bou Arréridj chef –lieu de wilaya de **27 kms** et de 240 Kms de la capitale Alger au Nord – Ouest. (**fig.I.1**), la superficie de la commune est de 104,58 Km²

La ville de Bordj Ghedir sera appelée dans le proche avenir à être le support futur de la wilaya.

Jusqu'au découpage administratif de 1984, la commune de Bordj Ghedir faisait partie de la wilaya de Sétif, après la commune a été rattachée à la nouvelle Wilaya Bordj Bou Arreridj.

La commune est limitée :

- Au Nord, par la commune de Belimour ;
- Au Sud, par la commune de Ghilassa et Taglait;
- A l'Est par la commune de Ras El Oued;
- A l'Ouest par la commune de Rabta et Hamdania ;



(Source DHW.BBA)

Figure I.1. Localisation de la ville de Bordj Ghedir sur la carte de la Wilaya de Bordj Bou Arreridj.

I.2 Données naturelles du site

I.2.1 Situation Topographique

La commune de Bordj Ghedir présente un paysage rude et vallonné où les différences d'altitudes sont sensibles. Elle se situe sur le territoire des hautes plaines, la zone d'étude est constituée par des pentes varie de 5 % à 10 %. L'altitude varie de 1300m à 1400m.

I.2.2 Analyse géologique

La géologie est un paramètre essentiel en ce qui concerne l'argumentation et le zoning d'un terrain à étudier. Elle étudie la nature du sol, qui détermine le mode de réalisation des tranchées et les engins à utiliser. Les terres des hautes plaines sont de texture différente d'une zone à une autre. Elles sont caractérisées par des terres de type sol brun (argilo limoneuses), très profondes qui conviennent à toutes les cultures et généralement pour la culture extensive du blé.

I.2.3 Hydrogéologie

Au niveau des hautes plaines, comme dans les environs de Bordj Ghedir, nous notons un débit relativement faible. Les sources issues des reliefs ou des puits creusés dans les zones plus basses participent pour une large part à l'alimentation des populations en eau potable ainsi qu'à l'irrigation des parcelles agricoles. L'insuffisance des ressources en eaux souterraines est justifiée par la nature peu perméable d'une grande partie des terrains du territoire de la zone. C'est pour cela qu'une étude Hydrogéologique couvrant l'ensemble du territoire de Bordj Ghedir est vivement souhaitée.

I.2.4 Sismicité

L'activité sismique en Algérie est due principalement à la nature géologique de la région maghrébine et ses caractéristiques tectoniques à la frontière des plaques africaines et eurasiennes, en mouvement compressif permanent. Le niveau de risque sismique considéré comme acceptable en Algérie a été établi et intégré dans les prescriptions réglementaires contenues dans le R.P.A (règles parasismiques Algériennes) en prenant en considération deux types de secousses possibles (séisme majeur et séisme modéré).

La commune de Bordj Ghedir notre zone d'étude se situe dans la zone II, zone d'intensité moyenne (DHW.BBA).

I.2.5 Situation climatique

a. Climat

L'étude climatique est très importante, elle nous renseigne sur la pluviométrie, les températures, les taux d'humidité et les vents.

Bordj Ghedir se situe sur la frange méridionale des montagnes de la chaîne des MAÄDID. La station d'observation météorologique la plus proche se situe à Bordj Bou Arreridj et elle a les coordonnées suivantes :

Coordonnées de la station météorologique	Longitude	04°,67 E
	Latitude	36°,07 N
	Altitude	1028 m

a.1 Pluviométrie : Période (2006-2010)

Les moyennes mensuelles des précipitations sont données dans le tableau suivant :

Tableau I.1 : Pluviométrie moyenne mensuelle

Mois	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Sept	Oct	Nov	Déc
P (mm)	29	35	32	40	34	10	3	14	13	35	30	43

Source: (ANRH Bordj Bou Arreridj)

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

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

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

En effet les pluies débutent en Automne (Septembre, Octobre, Novembre) avec une moyenne de 26mm et s'accroissent en hiver (décembre, Janvier, Février) avec une moyenne de 36mm.

a.2 Température : Période (2006-2010)

Le tableau suivant illustre les données sur les valeurs moyennes mensuelles.

Tableau I.2 : Température moyenne mensuelle

Mois	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Sept	Oct	Nov	Déc
T (°C)	6	7	9	12	17	22	26	26	21	16	11	7

Source: (ONM Bordj Bou Arreridj)

L'analyse du tableau ci-dessus nous renseigne sur :

- Une période chaude s'étalant du mois de Juin au mois de Septembre, marquée par une température moyenne 24° C.

Le mois le plus chaud étant le moi de Juillet.

- Une période froide s'étalant du mois d'Octobre au mois d'Avril avec une valeur moyenne de 9°C.

Le mois le plus froid étant le mois de Janvier avec une température de 6°C.

a.3 Le vent

Le tableau suivant indique les variations concernant les moyennes mensuelles.

Tableau I.3 : Vitesses moyennes mensuelles du vent

Mois	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Sept	Oct	Nov	Déc
VIM	6,0	7,1	6,6	6,7	6,9	6,5	5,9	5,5	3,7	5,3	5,2	7,0
DIR	SN	SN	SN	SN	ESW	SN	SN	SN	SN	SN	ESW	SN

Source: (ONM Bordj Bou Arreridj)

VIM = Vitesse du vent moyenne en m/s.

DIR = Direction du vent.

a.2 Humidité

L'humidité de l'air est donnée dans le tableau suivant :

Tableau I.4 : Humidités moyennes mensuelles

Mois	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Sept	Oct	Nov	Déc
Humidité(%)	59	47	41	46	42	38	41	32	45	58	58	47

Source: (ONM Bordj Bou Arreridj)

I.3 Hydrographie

La région d'étude renferme deux cours d'eau principales déversent dans la partie Nord à savoir :

- Oued Ghailassa.
- Oued Z'dair.

I.4 Caractéristiques du rejet

Avant ils existaient plusieurs rejet la direction de l'hydraulique a lancé la réalisation d'un collecteur principal qui à pour rôle d'acheminer tous les points des rejets anarchiques et sauvages vers un seul rejet.

Ce rejet là a été prolongé vers un exutoire plus loin de la sortie de la ville de Bordj-Ghedir.

Le projet de réalisation du collecteur de rejet de diamètre Φ 600mm, est en cours. L'entreprise chargée de la réalisation est Hydro-Aménagement.

Malgré les contraintes rencontrés sur terrain, le projet avance avec un taux satisfaisant, la direction compte à réalisé un système épuratoire des eaux usées.

I.5 Nature d'eau

D'après les renseignements recueillis auprès de l'ADE (Algérienne des eaux) unité de Bordj Bou Arreridj, l'eau est de bonne qualité physico-chimique.

I.6 Démographie

L'étude de la population reste une partie fondamentale dans notre étude, dans la mesure où elle fournit des éléments appréciables (type de population, catégorie de sous population, comportements sociaux,... etc.) afin de déterminer le développement urbain.

D'après le dernier recensement qui a été effectué par le service de l'APC de Bordj Ghedir (2008), la population de la commune a été de 19482 habitants, avec un taux d'accroissement de 2,51 % (APC de Bordj Ghedir).

Le tableau ci-après illustre l'évolution, de la population aux différents horizons d'étude.

Tableau I.5 : Répartition de la population

Année	2008	2011	2017	2024	2030
Nombre d'habitant	19482	20986	24352	28966	33611

Source : (A.P.C de Bordj Ghedir)

I.7 Catégories de consommations

Les utilisateurs d'eau potable au niveau des agglomérations de la commune de Bordj Ghedir peuvent être classés en deux (02) secteurs :

7.1 Secteur domestique

Les besoins nécessaires pour ce secteur sont destinés pour la préparation des repas, la vaisselle, et pour les besoins sanitaires.

Le débit nécessaire pour ce secteur dépend essentiellement du nombre d'habitants et du niveau de vie de cette population.

7.2 Secteur des collectivités

La consommation de ce secteur concerne essentiellement celle des services communaux (Sièges administratifs, Mosquées...etc.). Donc le volume d'eau nécessaire pour ce secteur dépend des infrastructures existantes et à prévoir.

Conclusion

Dans ce chapitre on a essayé de représenter la commune, connaître la situation géographique et administrative, topographique, climatique et définir toutes les données nécessaires à l'étude.

Cette étape constitue la phase la plus importante, elle est basée sur la collecte des informations brutes, et aussi de vérifier leur fiabilité pour une prise de décisions correcte. Nous allons donc, procéder dans le chapitre qui suit à la présentation des caractéristiques du réseau existant (état des lieux)

CHAPITRE II
CARACTERISTIQUES DU RESEAU



CHAPITRE II : CARACTERISTIQUES DU RESEAU

Introduction

L'objet de ce chapitre est d'établir un constat sur les conditions du fonctionnement du système d'alimentation en eau de la ville de Bordj Ghedir à l'état actuel, et la détermination des défaillances du système d'adduction, les ouvrages de stockage et du réseau de distribution.

II.1 Présentation de la situation existante

Le système d'alimentation en eau potable actuel de la ville de Bordj Ghedir est composé d'un champ de captage formé de (02) forages celui d'Ouled Makhlouf, Cotta et un captage (source) au lieu dit Ain-Ghourad ; le stockage est assuré par cinq (05) réservoirs de capacité totale de 2000m³, un linéaire total des conduites de distribution de 26665m.

II.2 Ressources souterraines

- **Forage Cotta** : Il est situé au Nord-Ouest de la ville, dans une cuvette curviligne façonnée par les averses traversés par un Oued à eau courante non potable à partir des monts Sud-ouest et Sud-est. Le présent forage se situe près du chemin de Wilaya (Bordj Ghedir et B.B.Arreridj chef lieu de la wilaya).



Figure II.1 : Etat actuel du forage Cotta.



Figure II.2 : Etat actuel d'équipements du forage Cotta.

- **Forage Ouled Makhlouf** : Sert au remplissage des deux réservoirs jumelés d'Ouled Makhlouf avec une production journalière de 1296m^3 . Aussi pour le remplissage du réservoir de Reghada.



Figure II.3 : Etat actuel du forage d'Ouled Makhlouf.

- **Source d'Ain-Ghourad :**

Une adduction par ruissellement à partir des sources situées aux monts sud de la ville, divergée jusqu'au regard de réception (0.90x0.90x2.18) m, sert au remplissage de la bache à eau de volume 50m^3 et de 3.70m de profondeur, de trop-plein situé à moins 1.40m par rapport au niveau carrelage.

Le site est conçu d'un locale technique de 5.00m de côté structuré de poteaux en béton armé porteurs de dalle pleine cloisonnée elle est équipée de deux pompes et de deux moteurs électriques, qui aspirent et qui refoulent vers le château d'eau 250m^3 ainsi que le réservoir 250m^3 du centre ville (ex-caserne), distant de 250m.l



Figure II.4 : Etat actuel du captage d'Ain Gourad.

Remarque

Le regard de réception de la source a des petites couches rouges causées par l'échelle, cette dernière qu'on doit la déposer et la remplacer par une échelle inoxydable.

Tableau II.1. Récapitulatif des forages existants

Forage	Ouled Makhlouf	Cotta	Chania 1	Chania 2	Chania 2
Coordonnées	X=697.2 Y= 292 Z= 1370	X=679.3 Y=294 Z=1270	X=698.5 Y=297.7 Z=1370	X=699.9 Y=298.5 Z=1330	X=701.7 Y=298.5 Z=1340
Année de mise en service	1994	1986	2005	2005	2005
Nature de tubage	Acier	Acier	Acier	Acier	Acier
Profondeur (m)	200	130	240	220	260
DN (mm)	300	200	300	300	300
Profondeur de calage (m)	87	51	100	137	147
Profondeur statique (m)	64	6	Artésien	Artésien	Artésien
Profondeur dynamique (m)	72	10	----	----	----
Débit théorique du forage (l/s)	22	30	30	30	20
Débit exploité du forage (l/s)	18	25	----	----	----
Destination	B- Ghedir	B- Ghedir	B.B.A	B.B.A	B.B.A

Source : (ADE Bordj Bou Arreridj)

II.3 Ressources superficielles

1. Adductions

- **Adduction à partir du forage Cotta**

Adduction par refoulement du forage Cotta vers la station de reprise 100m³ d'Ouled Makhlouf de Ø200 Acier, avec un débit de 25 l/s et une longueur de 2769m.l

Deux adductions de Ø100 en amiante ciment destinée à partir de la station de reprise 100m³ et du forage O.Makhlouf jonction nées à YØ200/100/100 augmentée en Ø200 Amiante ciment destinée vers les deux réservoirs jumelés 500m³ distante de 1144m.l.

- **Adduction d'Ouled Makhlouf**

Adduction par refoulement à partir du forage O.Makhlouf avec une conduite en amiante ciment Ø100 jusqu'au point de raccordement avec la conduite divergée de la station de reprise 100m³ puis elle continue jusqu'aux réservoirs jumelés O.Makhlouf avec Ø200 Amiante ciment. La même adduction est by-pass à l'aide d'une vanne avec une autre adduction de 1263ml et de Ø100 à partir du forage vers le réservoir 500m³ existant de Reghada.



Figure II.5 : Etat actuel de la conduite d'adduction de la station de reprise d'O.Makhlouf.

Remarque : La venteuse et la vanne de la conduite de départ du forage causent des fuites dominantes.

- **Adduction d'Ain Gourad**

Adduction par refoulement (2X Ø125) acier enrobé sur un linéaire de 250m à partir de la station de pompage Ain-Gourad vers les deux réservoirs (2X250m³) du centre ville Bordj Ghedir.



Figure II.6 : Etat actuel de la conduite de départ d'adduction d'Ain Ghourad.

Tableau II.2. Récapitulatif des adductions existantes

Adduction	Départ	Arrivée	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Matériaux
01	Forage cotta	S.R O.Makhlouf	2769	200	Acier enrobé
02	S.R O.Makhlouf	2x500m ³ O.M	1144	200	Amiante ciment
03	S.R O.Makhlouf	Réservoir Reghada	1263	100	Amiante ciment
04	S.P Ain Gourad	2x250m ³ Centre ville	250	125	Acier enrobé

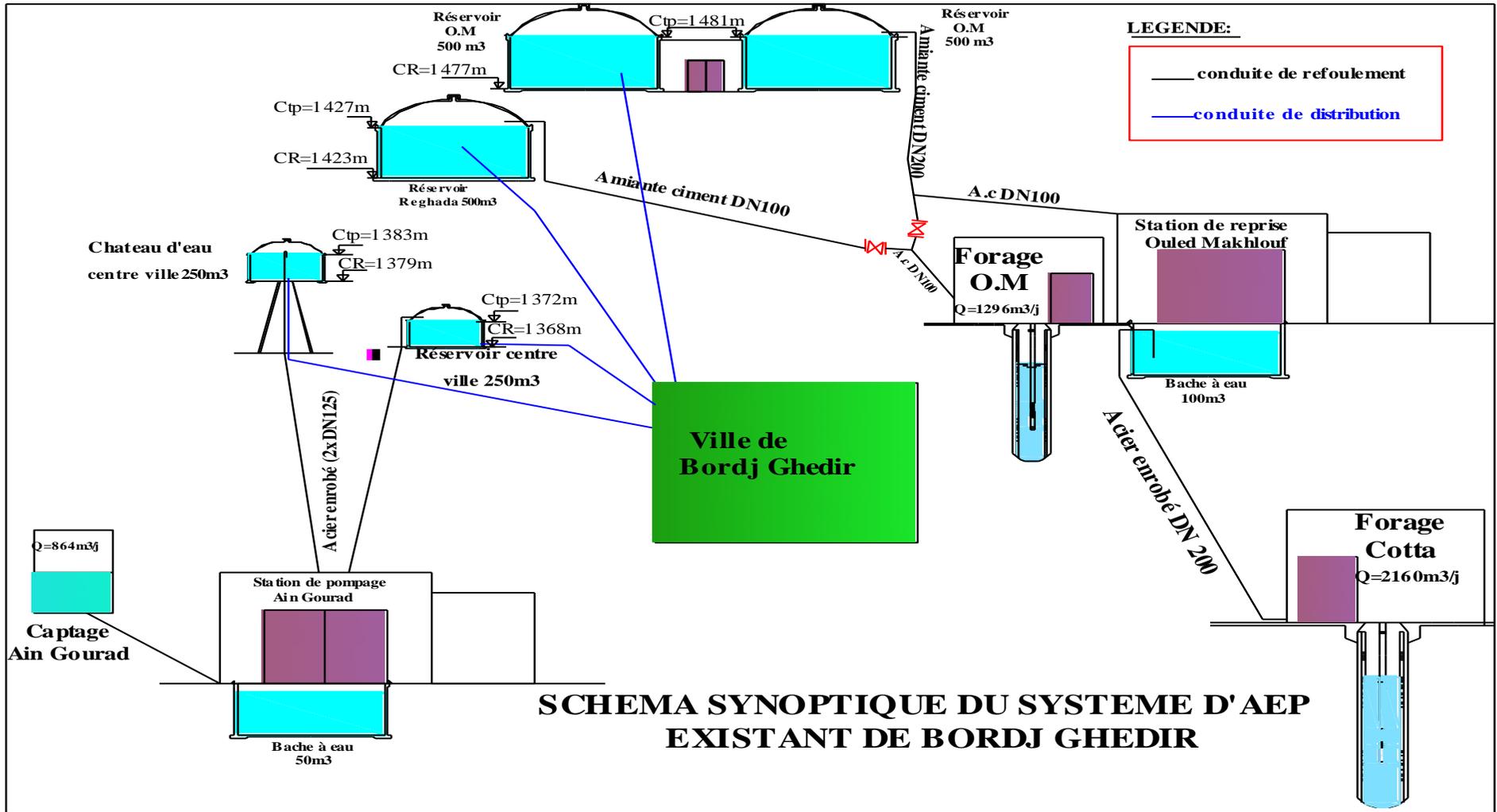


Figure II.7 : Schéma synoptique du système d'AEP existant de Bordj Ghedir.

2. Ouvrages de stockage

La capacité totale des ouvrages de stockage existants destinés pour l'alimentation de la ville de Bordj Ghedir est de 2000m³

Les ouvrages de stockage existants pour la ville de Bordj Ghedir sont :

Tableau II.3. Récapitulatif des réservoirs existants

Réservoirs	Type du réservoir	Capacité de stockage (m ³)	Côtes	
			Radier (m)	T .Plein (m)
Château d'eau centre ville	Sur élevé	250	1368+11	1383
Réservoir centre ville	Semi enterré	250	1368	1372
Ouled Makhlouf	Semi enterré	500	1477	1481
Ouled Makhlouf	Semi enterré	500	1477	1481
Reghada	Semi enterré	500	1423	1427



Figure II.8 : Etat actuel du château d'eau 250m³ du centre ville.



Figure II.9 : Etat actuel du réservoir 250m³ du centre ville.



Figure II.10 : Etat actuel des réservoirs jumelés (2X500m³) d'Ouled Makhlof.



Figure II.11 : Etat actuel du réservoir (500m³) Reghada.

3. Stations de pompages

Deux stations de pompage principales forment notre système d'alimentation en eau potable ; la première station contient deux pompes identiques installées au dessus de la bêche à eau de 50m³ juste près du captage d'Ain-Gourad, la deuxième station de reprise formée aussi de deux pompes identiques installées au dessus de la bêche à eau de 100m³ juste près du forage d'Ouled Makhlouf.

Le pompage à partir des deux forages à savoir le forage Cotta et celui d'Ouled Makhlouf est assuré par des groupes électropompes immergées.

Tableau II.4. Récapitulatif des groupes motopompes existants

La station	Ain Ghourad	Ouled Makhlouf	Forage Ouled Makhlouf	Forage Cotta
Type de pompe	G.E.P.H	G.E.P.H	G.E.P.I	G.E.P.I
Moteur	E9	ODESSE	ODESSE	ODESSE
Puissance (KW)	37	37	37	55
Marque de la pompe	Poval MVA100	Poval XNC14B16	PMH BGN18A16F	Poval XN8G9R
Hmt (m)	80	160	220	175
Q (l/s)	10	25	18	25



Figure II.12 : Etat actuel des pompes de la station de reprise d'Ouled Makhlouf

Remarque :

Les deux pompes sont en état vétuste, elles provoquent plusieurs pannes (**Figure II.12**), la deuxième pompe est en panne, le changement de ces pompes devient une nécessité à cause de leurs état et on à besoin d'augmenter le débit à refouler.



Figure II.13 : Etat actuel des pompes de la station d'Ain Ghourad.

Remarque : La deuxième pompe de secours sans conduite d'aspiration, on doit l'équiper d'une conduite afin d'assurer le bon fonctionnement de la station en cas d'arrêt de la première pompe.

II.4. Récapitulatif du réseau

Voir les annexes (annexe II.1)

Conclusion

Dans cette partie on a présenté l'ensemble des équipements formant le système d'alimentation en eau potable de la ville de Bordj Ghedir en passant par le diagnostic physique des forages, des conduites d'adduction, des ouvrages de stockage et du réseau de distribution.

CHAPITRE III
EVALUATION DES BESOINS EN EAUX



CHAPITRE III : EVALUATION DES BESOINS EN EAUX

Introduction

L'estimation de la quantité d'eau nécessaire à l'agglomération dépend étroitement du développement démographique, de l'amélioration de mode de vie de la population et des infrastructures existantes. Cette estimation est faite en fonction de l'évaluation de la population dans différents horizons.

III.1 Evaluation de la Population future

Pour l'estimation de la population future, nous prenons un horizon de 19 ans et nous adopterons un taux d'accroissement de 2,51%. Pour les calculs de la population future nous utiliserons finalement la formule des intérêts composés :

$$P = P_0 \times (1 + t)^n \quad \text{.....(III.1)}$$

Avec :

P_n : Population à l'horizon 2030

P_0 : Population actuelle

t : Taux d'accroissement de la population en %

n : Nombre d'années séparant les deux horizons

Selon le dernier recensement général de la population et de l'habitat effectué en 2008, la population de la commune de Bordj Ghedir était de 19482 habitants.

Tableau III.1: Répartition de la population

Année	2008	Actuelle 2011	Court terme 2017	Moyen terme 2024	Long terme 2030
Nombre d'habitants	19482	20986	24352	28966	33611

Source : (A.P.C de Bordj Ghedir)

Remarque : Ce calcul est fait avec un taux d'accroissement de 2,51%, et cela d'après le service d'A.P.C de Bordj Ghedir.

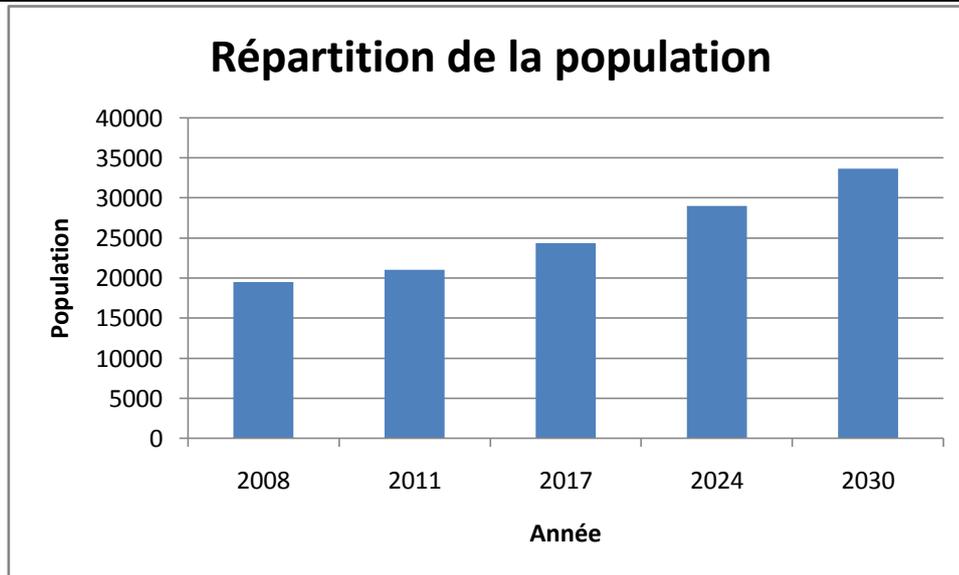


Figure III.1 : Répartition de la population

III.2 Evaluation des débits

2.1 Généralité

Les quantités des eaux de consommations sont à considérer selon les valeurs des débits de pointe qui conditionnent explicitement le dimensionnement des conduites, les débits seront évalués sur la base des consommations d'eaux globales de l'agglomération observée au jour de la forte consommation de l'année, rapporté à l'unité habitant sur une période de 24 heures.

2.2 Choix de la dotation

En plus de la situation économique du consommateur, de la disponibilité des ressources, de l'utilisation des équipements domestiques modernes et de l'activité industrielle qui influent sur la variation des besoins d'une agglomération, nous avons une variation saisonnière qui atteint un minimum en hiver et un maximum en été, résultante d'une consommation plus élevée au temps chaud et humide et en se basant sur les tendances et les recommandations internationales la dotation moyenne par habitant et par jour, sans tenir compte de l'industrie, se situe comme suit :

- Ville de moins de 20000 hab. : 150 à 200 l/j/hab.
- Ville de 20000 à 100000 hab. : 200 à 300 l/j/hab.
- Ville de plus de 100000 hab. : 300 à 350 l/j/hab.

2.3 Catégories des besoins en eau

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 commune, il est nécessaire de se pencher sur les différentes catégories de besoins telles que :

- Besoins domestiques
- Besoins scolaires
- Besoins sanitaires
- Besoins administratifs
- Besoins socioculturels

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 distribution.

III.3 Evaluation de la consommation moyenne journalière

Dans une agglomération donnée, la consommation en eau dépend essentiellement du développement sanitaire et les habitudes de la population. Pour les petites agglomérations la dotation varie de 60 à 100 l/j/hab et de 100 à 200 l/j/hab pour les grandes agglomérations.

Pour notre projet il s'agit des grandes agglomérations et d'après la direction de l'hydraulique de la wilaya de Bordj Bou Arreridj, les besoins seront estimés sur la base d'une dotation de 150 l/j/hab.

III.3.1 Besoins domestiques

L'estimation des besoins domestiques en eau potable dépend de l'accroissement démographique et de l'amélioration du niveau de vie. La consommation moyenne journalière de la zone concernée par l'étude, est égale à la dotation que multiplie le nombre total des habitants.

$$Q_{moy,j} = \frac{1}{1000} \times dot \times N \dots\dots\dots (m^3 / j) \dots\dots\dots (III.2)$$

dot: Dotation moyenne en (l/j/hab)

N: Nombre d'habitants

III.3.2 Besoins scolaires

Les besoins des différents équipements scolaires recueillis au niveau des différentes localités concernées par notre étude sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III.2: Tableau récapitulatif des besoins scolaires

Etablissement	Nombre	Effectifs	Dotation (l/j/élève)	Débit (m ³ /j)
Primaires	14	3571	10	35,71
CEM	04	2047	10	20,47
Lycée	03	2007	10	20,07
Total	21	7625	10	76,25

III.3.3 Besoins sanitaires

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

Tableau III.3: Tableau récapitulatif des besoins sanitaires

Type d'équipement	Nombre	Unité (m ²)	Dotation (l/j/m ²)	Débit (m ³ /j)
Polyclinique	01	400	05	2
Centre de santé	01	200	05	1
Salle de soins	03	300	05	1,5
Cabinets médecin	08	800	05	4
Cabinets dentaires	04	400	05	2
Pharmacies	05	500	05	2,5
Total	22	2600	05	13

III.3.4 Besoins administratifs

Les divers équipements administratifs des localités concernées, leurs dotations et les débits journaliers correspondant sont dans le tableau suivant:

Tableau III.4: Tableau récapitulatif des besoins administratifs

Type d'équipement	Nombre	Dotation (l/j/usager)	Débit (m ³ /j)
Brigade de gendarmerie	80	80	6,4
Poste	30	30	0,9
A.P.C	150	30	4,5
Siège de police	120	40	4,8
Daira	40	30	1,2
Protection civile	40	40	1,6
Contribution impôts	15	30	0,45
Total	475	----	20

III.3.5 Besoins socioculturels

Les équipements socioculturels et leurs besoins en eau sont présentés dans le tableau suivant:

Tableau III.5: Tableau récapitulatif des besoins socioculturels

Type d'équipement	Nombre	Effectifs	Dotation (l/j/usager)	Débit (m ³ /j)
Maison de jeune	01	25	40	01
Mosquée	16	----	----	160
Total	17	----	----	161

III.4 Récapitulation de la consommation moyenne journalière

Les résultats de l'évaluation des besoins moyens journaliers à l'horizon actuelle sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau III.6: Tableau récapitulatif des besoins totaux

Secteurs	Débit $Q_{moy,j}$ (m ³ /j)
Besoins domestiques	3148
Besoins scolaires	76
Besoins sanitaires	13
Besoins administratifs	20
Besoins socioculturels	161
Total	3418

III.5 Besoins d'équipements à court terme (2017)

D'après les informations que nous avons recueillies au niveau de la direction de l'urbanisme et de la construction de la commune de Bordj Ghedir (D.U.C), les différents équipements qui vont être projetés dans le proche futur sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.7: Tableau récapitulatif des besoins des équipements à court terme (2017)

Equipements	unité	Nombre	Dotation	Q_{movi} (m ³ /j)
Existants	--	--	--	270
Mosquée	---	---	---	10
centre commerciale	Employé	100	25	2,5
Palais de justice	Employé	40	25	01
Groupement administratif	Employé	40	25	01
Salle de sport	Fidèle	150	100	15
Motel	visiteur	40	100	04
Centre culturel	Fidèle	20	25	0,5
Total	---	---	---	304

Remarque : On a aussi, une projection des lotissements résidentiels ; alors leur consommation d'eau sera compte dans les besoins domestiques.

III.6 Besoins d'équipements à court, moyen et long terme

On va faire une approximation en majorant les besoins d'un horizon de 10% pour trouver les besoins d'équipement de l'horizon qui suit, donc en somme on considère un taux de développement global de 30%. Cette approximation est la plus appropriée dans des cas similaires POS et PDAU incomplets.

Les différents besoins d'équipements pour les horizons d'étude considérés à savoir l'actuel 2011, court terme 2017, moyen terme 2024 et long terme 2030 sont présentés dans le tableau qui suit :

Tableau III.8: Evaluation des besoins d'équipements à court, moyen et long terme :

Zone	Besoins d'équipements pour les horizons (m ³ /j)			
	Actuel	2017 (calculé)	2024 Approximation (10%)	2030 Approximation (10%)
La ville de bordj Ghedir	270	304	335	368

III.7 Besoins domestiques à court, moyen et long terme

Tableau III.9: Evaluation des besoins domestiques à court, moyen et long terme :

Année	Actuelle 2011	Court terme 2017	Moyen terme 2024	Long terme 2030
Nombre d'habitants	20986	24352	28966	33611
Dotation (l/j/hab)	150	150	180	180
Débit $Q_{moy,j}$ (m ³ /j)	3148	3653	5214	6050

III.8 Récapitulation des besoins totaux à court, moyen et long terme

Les résultats de l'évaluation des besoins moyens journaliers à différents horizons sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau III.10: Evaluation des besoins totaux à court, moyen et long terme :

Année	Actuelle 2011	Court terme 2017	Moyen terme 2024	Long terme 2030
Domestiques $Q_{\text{moy},j}$ (m ³ /j)	3148	3653	5214	6050
Equipements $Q_{\text{moy},j}$ (m ³ /j)	270	304	335	368
Besoins Totaux $Q_{\text{moy},j}$ (m ³ /j)	3418	3957	5549	6418

III.9 Détermination des consommations maximales et minimales journalières

En fonction des jours, des semaines et des mois, on observe des variations de la consommation. Le débit d'eau consommé n'est pas constant, mais varie en présentant des maximums et des minimums. Cette variation est caractérisée par des coefficients d'irrégularité $K_{\text{max},j}$ et $K_{\text{min},j}$

III.9.1 Consommation maximale journalière ($Q_{\text{max},j}$)

Ce débit représente la consommation d'eau maximale du jour le plus chargé de l'année, il s'obtient par la relation suivante :

$$Q_{\text{max},j} = K_{\text{max},j} \times Q_{\text{moy},j} \dots\dots\dots(III.3)$$

Avec :

$Q_{\text{moy},j}$: Consommation moyenne journalière (m³/j)

$K_{\text{max},j}$: Coefficient d'irrégularité journalière maximum, $K_{\text{max},j}$ varie de (1,1 à 1,3)

On prend : $K_{\text{max},j}=1,2$

III.9.2 Consommation minimale journalière ($Q_{min,j}$)

Ce débit représente la consommation d'eau minimale du jour le moins chargé de l'année, il s'obtient par la relation suivante :

$$Q_{min,j} = K_{min,j} \times Q_{moy,j} \dots\dots\dots (III.4)$$

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

$K_{max,j}$: Coefficient d'irrégularité journalière minimum , $K_{min,j}$ varie de (0,7 à 0,9)

On prend : $K_{min,j} = 0,9$

Les consommations moyennes, minimales et maximales journalières sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau III.11: Tableau récapitulatif des débits journaliers $Q_{min,j}$; $Q_{moy,j}$; $Q_{max,j}$

Horizons		Besoins totaux $Q_{moy,j}$ (m^3/j)	$K_{max,j}$	$Q_{max,j}$ (m^3/j)	$K_{min,j}$	$Q_{min,j}$ (m^3/j)
La ville de Bordj Ghedir	2011	3418	1,2	4101,6	0,9	3076,2
	2017	3957	1,2	4748,4	0,9	3561,3
	2024	5549	1,2	6658,8	0,9	4994,1
	2030	6418	1,2	7701,6	0,9	5776,2

III.10 Etude des variations des débits horaires

10.1 Débit moyen horaire

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

Le débit moyen horaire est donné par la formule suivante :

$$Q_{moy,h} = Q_{max,j} / 24 \text{ (} m^3/h \text{)} \dots\dots\dots (III.5)$$

Avec :

$Q_{moy,h}$: Débit moyen horaire (m^3/h)

$Q_{max,j}$: Débit maximal journalier (m^3/j)

10.2 Débit maximal horaire

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

$$Q_{max,h} = K_{max,h} \times Q_{moy,h} \dots\dots\dots (III.6)$$

Avec :

- $Q_{moy,h}$: débit moyen horaire en m^3/h
- $K_{max,h}$: coefficient d'irrégularité maximale horaire

Coefficient d'irrégularité maximal horaire

Ce coefficient représente l'augmentation de la consommation horaire pour la journée. Il tient compte de l'accroissement de la population ainsi que le degré du confort et du régime de travail de l'industrie. D'une manière générale, ce coefficient peut être décomposé en deux autres coefficients : α_{max} et β_{max} ; tel que :

$$K_{max,h} = \alpha_{max} \times \beta_{max} \dots\dots\dots (III.7)$$

Avec :

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 suivant nous donne sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Tableau III.12: Variation du coefficient β_{max}

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

10.3 Débit minimal horaire

$$Q_{\min,h} = K_{\min,h} \times Q_{\text{moy},h} \dots\dots\dots (III.8)$$

Avec :

- $Q_{\text{moy},h}$: Débit moyen horaire en m³/h
- $K_{\min,h}$: Coefficient d'irrégularité minimal horaire

Coefficient d'irrégularité minimal horaire

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum horaire qui nous permet d'évaluer le fonctionnement de notre réseau du point de vue pression dans le réseau:

$$K_{\min,h} = \alpha_{\min} \times \beta_{\min} \dots\dots\dots (III.9)$$

Avec :

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

β_{\min} : Coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population. Le tableau suivant donne sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Tableau III.13: Variation du coefficient β_{\min}

Habitant	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	50000	100000
β_{\min}	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6	0,63	0,7

Tableau III.14: Débits (max et min) horaires pour chaque horizon.

Horizon	$Q_{\text{moy},h}$ (m ³ /h)	α_{\max}	β_{\max}	$K_{\max,h}$	α_{\min}	β_{\min}	$K_{\min,h}$	$Q_{\max,h}$ (m ³ /h)	$Q_{\min,h}$ (m ³ /h)
Actuelle	170,9	1,3	1,15	1,50	0,5	0,60	0,30	256,35	51,27
2030	320,9	1,3	1,13	1,47	0,5	0,63	0,32	471,72	102,69

III.11 Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitants

Le débit horaire d'une agglomération est variable selon l'importance de cette dernière. La variation des débits horaires d'une journée est représentée en fonction du nombre d'habitants dans le tableau (Annexe III.1).

Remarque :

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

Pour notre cas on a tous les variantes (actuelle et au 2030) se trouve dans l'intervalle de 10001 à 50000 habitants donc d'après le tableau si dessous :

Le débit horaire est obtenu par la formule suivante:

$$Q_h = \frac{P\% * Q_{\max j}}{100} (m^3 / h) \dots\dots\dots (III.10)$$

- Q_h : Débit horaire nécessaire
- $Q_{\max j}$: Débit maximal journalière nécessaire
- P% : Pourcentage horaire

La répartition horaire des débits de consommation journalière pour l'horizon actuel et l'horizon 2030 de notre agglomération est indiquée dans les tableaux suivants :

Tableau III.15: Répartition des débits horaire : (Actuelle et à court terme)

Heures	Horizon actuel				Horizon 2017			
	$Q_{\max,j}=4101,6\text{m}^3/\text{j}$		Courbe de consommation cumulée		$Q_{\max,j}=4748,4\text{ m}^3/\text{j}$		Courbe de consommation cumulée	
(h)	%	m^3/h	%	m^3/h	%	m^3/h	%	m^3/h
0-1	1.5	61,52	1,5	61,52	1.5	71,23	1,5	71,23
1-2	1.5	61,52	3	123,05	1.5	71,23	3	142,45
2-3	1.5	61,52	4,5	184,57	1.5	71,23	4,5	213,68
3-4	1.5	61,52	6	246,10	1.5	71,23	6	284,90
4-5	2.5	102,54	8,5	348,64	2.5	118,71	8,5	403,61
5-6	3.5	143,56	12	492,19	3.5	166,19	12	569,81
6-7	4.5	184,57	16,5	676,76	4.5	213,68	16,5	783,49
7-8	5.5	225,59	22	902,35	5.5	261,16	22	1044,65
8-9	6.25	256,35	28,25	1158,70	6.25	296,78	28,25	1341,42
9-10	6.25	256,35	34,5	1415,05	6.25	296,78	34,5	1638,20
10-11	6.25	256,35	40,75	1671,40	6.25	296,78	40,75	1934,97
11-12	6.25	256,35	47	1927,75	6.25	296,78	47	2231,75
12-13	5.00	205,08	52	2132,83	5.00	237,42	52	2469,17
13-14	5.00	205,08	57	2337,91	5.00	237,42	57	2706,59
14-15	5.50	225,59	62,5	2563,50	5.50	261,16	62,5	2967,75
15-16	6.00	246,10	68,5	2809,60	6.00	284,90	68,5	3252,65
16-17	6.00	246,10	74,5	3055,69	6.00	284,90	74,5	3537,56
17-18	5.50	225,59	80	3281,28	5.50	261,16	80	3798,72
18-19	5.00	205,08	85	3486,36	5.00	237,42	85	4036,14
19-20	4.50	184,57	89,5	3670,93	4.50	213,68	89,5	4249,82
20-21	4.00	164,06	93,5	3835,00	4.00	189,94	93,5	4439,75
21-22	3.00	123,05	96,5	3958,04	3.00	142,45	96,5	4582,21
22-23	2.00	82,03	98,5	4040,08	2.00	94,97	98,5	4677,17
23-24	1.50	61,52	100	4101,60	1.50	71,23	100	4748,40

Détermination des graphiques de consommation actuelle

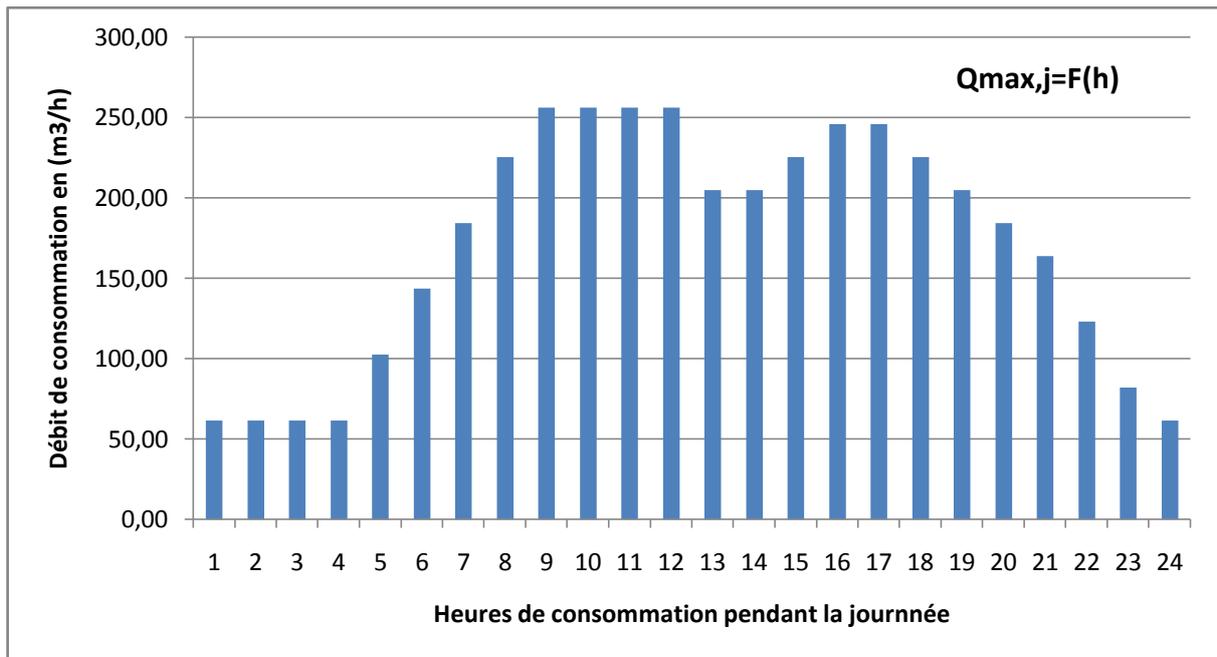


Figure III.2: Diagramme à barres représente la consommation actuelle.

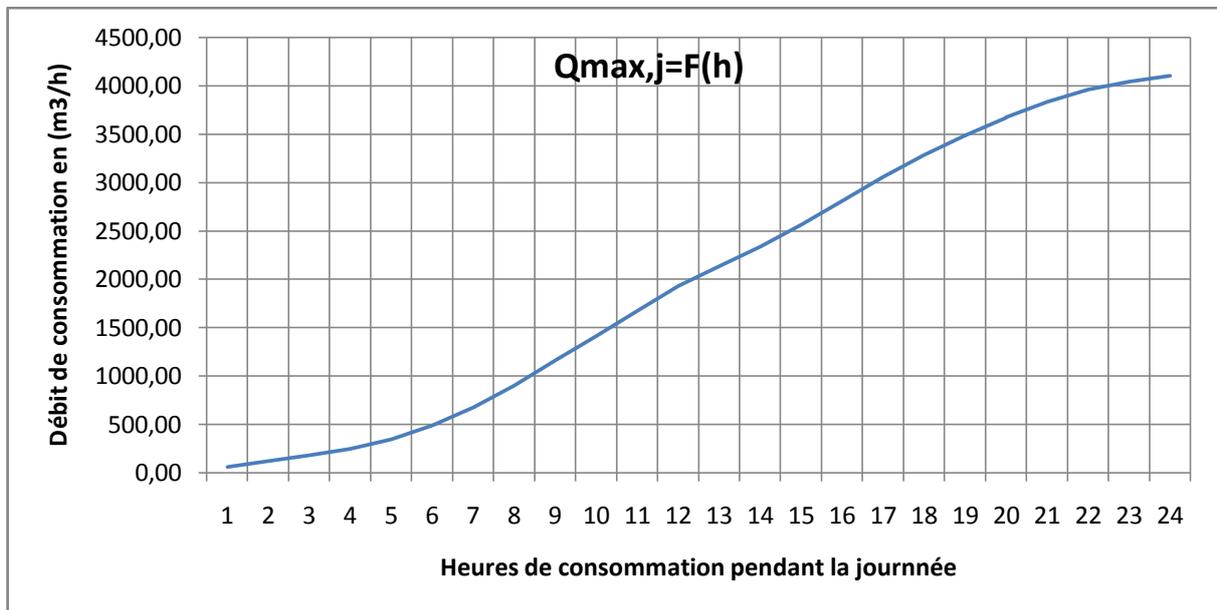


Figure III.3 : Graphique de consommation actuelle.

Détermination des graphiques de consommation à court terme (2017)

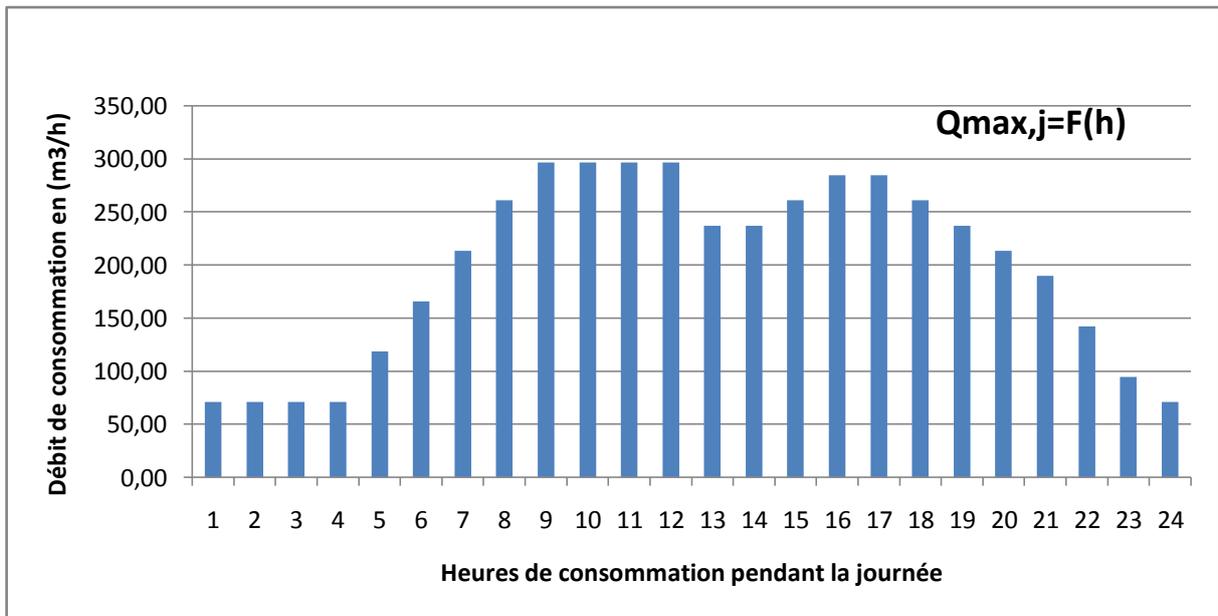


Figure III.4: Diagramme à barres représente la consommation à court terme.

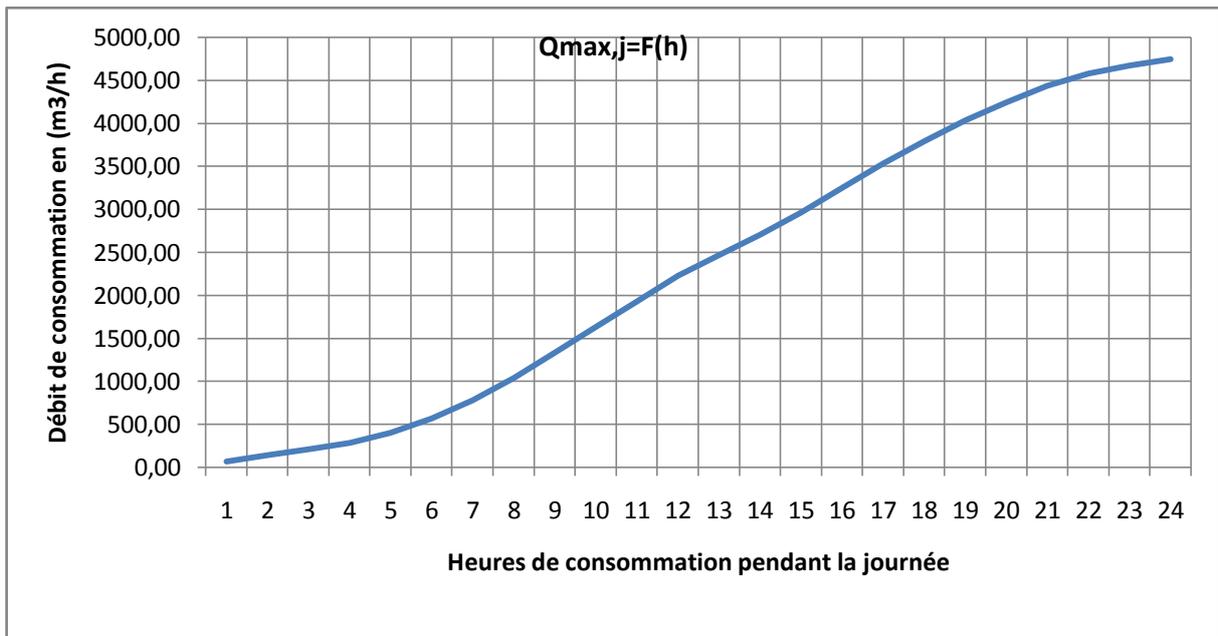


Figure III.5: Graphique de consommation à court terme 2017.

Tableau III.16: Répartition des débits horaire : (moyen et long terme)

Heures	Horizon 2024				Horizon 2030			
	$Q_{\max,j}=6658,8 \text{ m}^3/\text{j}$		Courbe de consommation cumulée		$Q_{\max,j}=7701,6 \text{ m}^3/\text{j}$		Courbe de consommation cumulée	
(h)	%	m^3/h	%	m^3/h	%	m^3/h	%	m^3/h
0-1	1.5	99,88	1,5	99,88	1.5	115,52	1,5	115,52
1-2	1.5	99,88	3	199,76	1.5	115,52	3	231,05
2-3	1.5	99,88	4,5	299,65	1.5	115,52	4,5	346,57
3-4	1.5	99,88	6	399,53	1.5	115,52	6	462,10
4-5	2.5	166,47	8,5	566,00	2.5	192,54	8,5	654,64
5-6	3.5	233,06	12	799,06	3.5	269,56	12	924,19
6-7	4.5	299,65	16,5	1098,70	4.5	346,57	16,5	1270,76
7-8	5.5	366,23	22	1464,94	5.5	423,59	22	1694,35
8-9	6.25	416,18	28,25	1881,11	6.25	481,35	28,25	2175,70
9-10	6.25	416,18	34,5	2297,29	6.25	481,35	34,5	2657,05
10-11	6.25	416,18	40,75	2713,46	6.25	481,35	40,75	3138,40
11-12	6.25	416,18	47	3129,64	6.25	481,35	47	3619,75
12-13	5.00	332,94	52	3462,58	5.00	385,08	52	4004,83
13-14	5.00	332,94	57	3795,52	5.00	385,08	57	4389,91
14-15	5.50	366,23	62,5	4161,75	5.50	423,59	62,5	4813,50
15-16	6.00	399,53	68,5	4561,28	6.00	462,10	68,5	5275,60
16-17	6.00	399,53	74,5	4960,81	6.00	462,10	74,5	5737,69
17-18	5.50	366,23	80	5327,04	5.50	423,59	80	6161,28
18-19	5.00	332,94	85	5659,98	5.00	385,08	85	6546,36
19-20	4.50	299,65	89,5	5959,63	4.50	346,57	89,5	6892,93
20-21	4.00	266,35	93,5	6225,98	4.00	308,06	93,5	7201,00
21-22	3.00	199,76	96,5	6425,74	3.00	231,05	96,5	7432,04
22-23	2.00	133,18	98,5	6558,92	2.00	154,03	98,5	7586,08
23-24	1.50	99,88	100	6658,80	1.50	115,52	100	7701,60

Détermination des graphiques de consommation à moyen terme (2024)

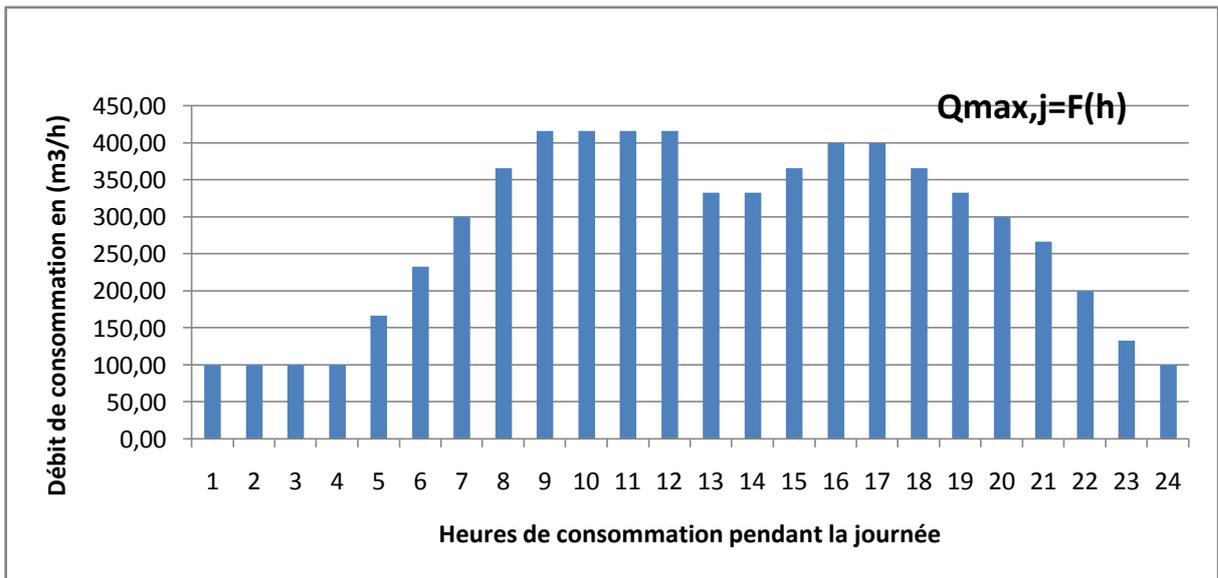


Figure III.6: Diagramme à barres représente la consommation à moyen terme.

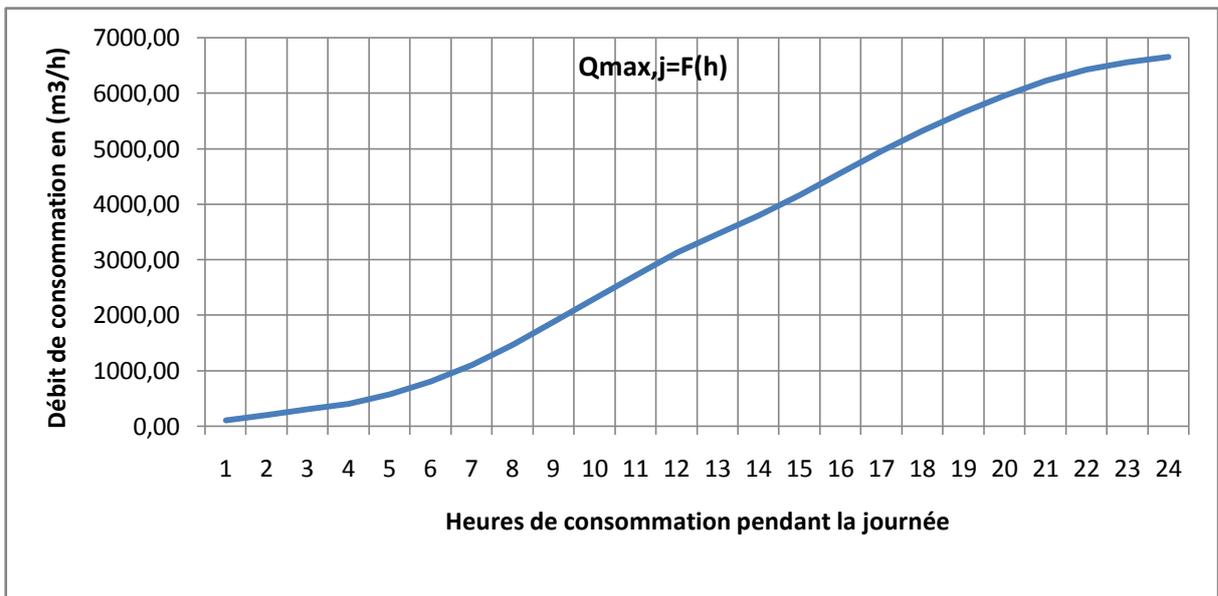


Figure III.7: Graphique de consommation à moyen terme 2017.

Détermination des graphiques de consommation à long terme (2030)

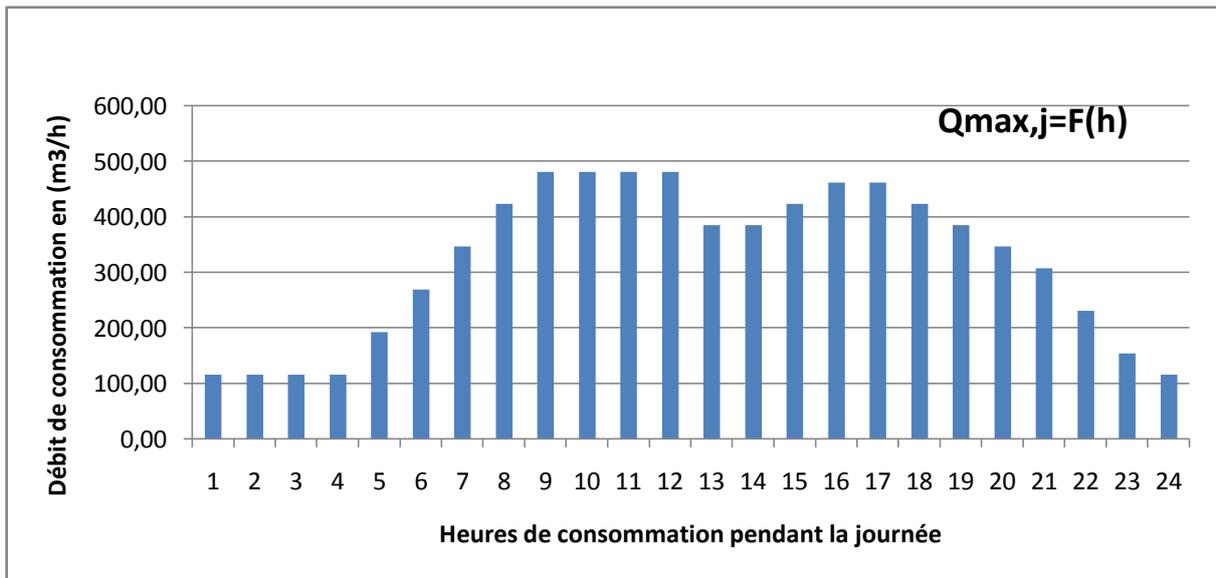


Figure III.8: Diagramme à barres représente la consommation à long terme

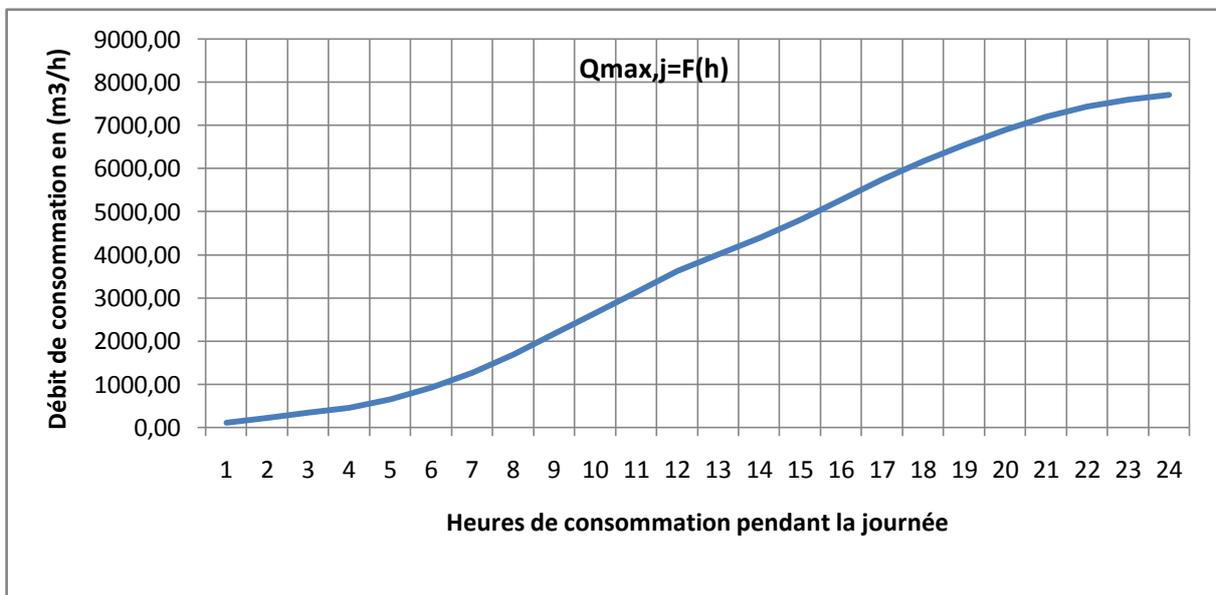


Figure III.9: Graphique de consommation à long terme 2030

III.12 Balance ressources/besoins

Nous avons déjà fait le calcul des besoins en eau, on a arrivé a déterminé les débits maximums journaliers pour les différents horizons de calcul, donc on peut faire une petite analyse sur le taux de satisfaction de ces besoins.

Le bilan ressources/besoins pour différents horizons est dressé dans le tableau ci-après :

Tableau III.17: Balance ressources/besoins

Désignation	Actuel	2017	2024	2030
Consommation de pointe (m3/j)	4101,6	4748,4	6658,8	7701,6
Ressources disponibles (m3/j)	4320			
L'excès (m3/j)	218	0	0	0
Déficit (m3/j)	0	428,4	2338,8	3381,6
Déficit (L/s)	0	4,96	27,07	39,14

Remarque : Nous signalons que la ressource existante ne satisfait pas les besoins de l'agglomération à l'horizon d'étude 2030.

III.13 Analyse de la capacité de stockage

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

La capacité du réservoir doit être estimée en tenant compte des variations des débits à l'entrée comme à la sortie ; c'est-à-dire d'une part du mode d'exploitation des ouvrages situés en amont et d'autre part de la variation de la demande. Le plus souvent, la capacité est calculée pour satisfaire aux variations journalières du débit de consommation en tenant compte bien entendu du jour de plus forte consommation et de la réserve d'eau destinée à l'incendie.

Il est possible de réduire leur capacité en calculant le volume minimum pour assurer la continuité de la distribution. A la limite, le réservoir peut servir de simple régulateur de pression en fonction du rythme d'enclenchement de la pompe.

Pour estimer la capacité d'un réservoir, on recourt soit à la méthode analytique soit à la méthode graphique. Dans ce projet on a utilisé la méthode analytique qui exige deux régimes distincts :

- Le régime de consommation de notre agglomération caractérisée par la courbe de consommation (Figure III.2).
- Le régime d'apport d'eau à partir de la source vers le réservoir que nous avons fixé un régime de pompage de **20 heures** du fait d'un captage à partir des sources souterraines.

En conséquence, la capacité sera déduite à partir des résidus entre le cumul d'apport et de départ d'eau pour chaque heure pendant 24 heures.

Le volume utile du réservoir est donné par la relation suivante :

$$Vu = \frac{a\% \times Q_{max,j}}{100} \dots\dots\dots (III.11)$$

- *a %* : Représente le maximum des restes de $Q_{max,j}$ en pourcentage.
- $Q_{max,j}$: Débit maximum journalier (m^3/j).

La réserve d'incendie est par définition, la réserve minimale d'eau nécessaire pour l'extinction d'un sinistre moyen d'une durée de deux heures avec un débit moyen de $60m^3/h$, en conséquence cette réserve minimale à prévoir est de $120 m^3$.

Alors le volume total du réservoir serait le suivant :

$$V_t = V_u + V_{inc} \dots\dots\dots (III.12)$$

AN.
$$Vu = \frac{10 \times 4101,6}{100} = 410,16m^3$$

Tableau III.18: Détermination de la capacité du stockage à l'état actuel (2011).

Heures	Consommation de l'eau en %	Refoulement de l'eau en %	Arrivée d'eau au réservoir	Départ d'eau du réservoir	Reste d'eau dans le réservoir
1 - 2	1,5	0		1,5	8,5
2 - 3	1,5	0		1,5	7
3 - 4	1,5	0		1,5	5,5
3 - 4	1,5	0		1,5	4
4 - 5	2,5	5	2,5		6,5
5 - 6	3,5	5	1,5		8
6 - 7	4,5	5	0,5		8,5
7 - 8	5,5	5		0,5	8
8 - 9	6,25	5		1,25	6,75
9 - 10	6,25	5		1,25	5,5
10 - 11	6,25	5		1,25	4,25
11 - 12	6,25	5		1,25	3
12 - 13	5	5	0	0	3
13 - 14	5	5	0	0	3
14 - 15	5,5	5		0,5	2,5
15 - 16	6	5		1,0	1,5
16 - 17	6	5		1,0	0,5
17 - 19	5,5	5		0,5	0
18 - 19	5	5	0	0	0
19 - 20	4,5	5	0,5		0,5
20 - 21	4	5	1,0		1,5
21 - 22	3	5	2,0		3,5
22 - 23	2	5	3,0		6,5
23 - 24	1,5	5	3,5		10
Totaux	100	100	21,5	21,5	/

Tableau III.19: Résultat de calcul du volume total de stockage pour l'état actuel (2011).

Paramètres	$Q_{\max, j}$ (m ³ /j)	a (%)	Vu (m ³)	V _{inc} (m ³)	Vt (m ³)
Résultats	4101,6	10	410,16	5×120	1010,16

Après la normalisation du volume totale du réservoir on a trouvé que la capacité de stockage nécessaire actuellement est de **1500 m³**.

Tableau III.20: Calcul du volume total de stockage à l'horizon (2030).

Paramètres	$Q_{\max, j}$ (m ³ /j)	a (%)	Vu (m ³)	V _{inc} (m ³)	Vt (m ³)
Résultats	7701,6	10	770,16	5×120	1370,16

Après la normalisation du volume totale du réservoir on a trouvé que la capacité du stockage nécessaire à l'horizon 2030 est de **1500 m³**.

III.14 Bilan de stockage

On a établi un bilan entre la capacité du stockage en eau potable disponible dans la ville de Bordj Ghedir et celle du stockage nécessaire à court et à long terme, on a trouvé comme le montre le tableau ci-dessus que la capacité existante est largement suffisante pour satisfaire les besoins de notre agglomération jusqu'à l'horizon d'étude 2030.

Tableau III.21: Bilan de stockage.

Année	Stockage nécessaire (m ³)	Stockage disponible (m ³)	Déficit (m ³)	Surplus (m ³)
2011	1500	2000	/	500
2030	1500		/	500

Conclusion

Après l'analyse des besoins en eau de la ville de Bordj Ghedir, on peut dire que le problème de stockage ne se posera jamais, la ressource disponible ne satisfait pas les besoins de l'agglomération pour l'horizon d'étude, l'état actuel du réseau de distribution est l'objet du prochain chapitre.

CHAPITRE IV
FONCTIONNEMENT ET SIMULATION DU
RESEAU EXISTANT



CHAPITRE IV : FONCTIONNEMENT ET SIMULATION DU RESEAU EXISTANT

Introduction

Après le calcul des besoins en eau, nous allons procéder à une simulation du comportement hydraulique du réseau de distribution avec le logiciel **Water CAD**. On va vérifier la fiabilité de notre réseau c.à.d. déterminer les vitesses et les pressions dans le réseau à l'état actuel. Pour cela, nous allons tout d'abord calculer les débits aux nœuds et les débits en route pour chaque tronçon.

IV.1 Le logiciel Water CAD

a. Description du logiciel Water CAD [6]

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

Le logiciel Water CAD peut déterminer la qualité de l'eau pour les systèmes de distribution d'eau potable, il intègre des outils avancés de modélisation, d'optimisation et de gestion parfaite du réseau. Il aide les ingénieurs et les services publics dans l'analyse, la conception et l'optimisation des systèmes de distribution d'eau, notamment pour l'analyse de la quantité de flux disponible pour la lutte contre l'incendie, l'analyse de la concentration des constituants et la gestion de la consommation d'énergie et des coûts d'infrastructure.

Dans cette étude nous avons travaillé avec La dernière version du logiciel (La version 8XM).

b. Fonction et application

Le modèle Water CAD® a pour objectif une compréhension de l'écoulement et de l'usage de l'eau dans les systèmes de distribution. Il peut être utilisé pour différents types d'application dans l'analyse des systèmes de distribution.

Voici quelques exemples :

La recherche de stratégies alternatives pour gérer le réseau, comme:

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

IV.2 Dimensionnement du réseau

Une fois le dimensionnement des conduites fait, il faut trouver les débits réels des tronçons avec leurs sens et les pressions aux niveaux des nœuds.

La méthode de HARDY-CROSS est la plus ancienne et encore la plus utilisée des méthodes de calcul des réseaux de distribution, devenue aujourd'hui plus malléable avec l'outil informatique.

La méthode de HARDY-CROSS repose sur deux principes qui sont :

- Premier principe : Pour le même nœud la somme des débits entrants est égale à celle des débits sortants.
- Deuxième principe : La somme algébrique des pertes de charge dans la même maille est nulle.

Nous allons résumer cette méthode en quelques étapes :

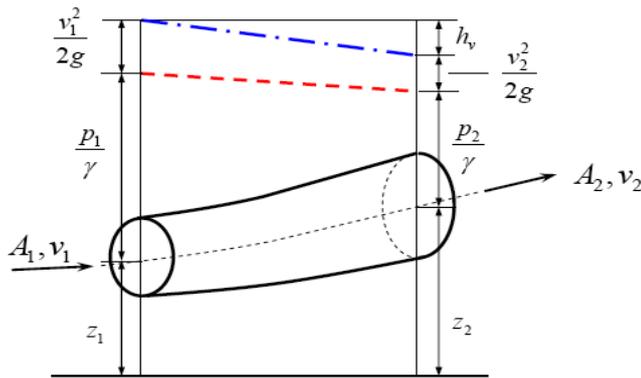
- Compte tenu des consommations à chaque nœud la somme algébrique des débits doit être nulle.
- Calcul des pertes de charge pour chaque conduite.
- Calcul de la somme algébrique des pertes de charge relatives aux conduites d'une première boucle dont on aura au moins d'un hasard $\sum H_i \neq 0$.
- Calculer la valeur de $(\sum H_i / Q_i)$ pour la première boucle sans tenir compte des signes puisque on aura le même signe pour (H_i) et (Q_i)
- Calcul de la correction ΔQ apporté aux débits relatifs aux conduites de la première boucle.
- Correction algébrique des débits relatifs aux conduites de la première boucle :

$$Q_i = Q_i + \Delta Q.$$

- Reprise des étapes (3) et (6) pour les autres boucles.
- Reprise des étapes (7) et (3) jusqu'à l'obtention de la précision fixée au préalable. La précision peut se faire par rapport à une valeur minimale de (ΔQ) ou de $(\sum H_i)$
- Calcul des pressions inconnues à partir de celles des nœuds connus en progressant d'un nœud (A) à un autre (B) en appliquant le théorème de BERNOULI :

$$\frac{P_1}{\gamma} + \frac{V_1}{2g} + Z_1 = \frac{P_2}{\gamma} + \frac{V_2}{2g} + Z_2 + h_v$$

(IV.1)



- h_v perte de charge
- $\frac{v^2}{2g}$ dynamique
- $\frac{P}{\gamma}$ pression
- z position ou côte

L'inconvénient de cette méthode est sa lente convergence vers les résultats, ou les solutions finales, ce qui a incité les ingénieurs à développer de nouvelles méthodes qui s'adaptent mieux avec l'outil informatique.

2.1 Calcul de la perte de charge [7]

2.1.1 Introduction

La perte de charge entre deux points A et B d'une canalisation est la différence de côte piézométrique entre ces deux points.

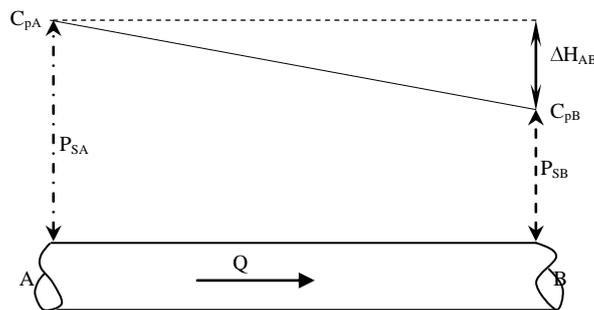


Figure IV.1: Pertes de charges entre deux points A et B d'une canalisation

$$\Delta H_{AB} = C_{pA} - C_{pB}$$

(IV.2)

Avec :

ΔH_{AB} : Perte de charge entre A et B

C_{pA} : Côte piézométrique en A

C_{pB} : Côte piézométrique en B

Par définition, la cote piézométrique en un point i (C_{p_i}) est égale à la cote du terrain naturel en ce point (CT_{Ni}) plus la colonne d'eau libre en ce même point (H) libre.

$$C_{p_i} = CT_{Ni} + (H)_{\text{libre}}$$

On distingue deux types de pertes de charge :

- Perte de charge linéaire
- Perte de charge singulière.

2.1.2 Pertes de charge linéaire

Les pertes de charge régulières (linéaires), représentent les pertes d'énergie due aux frottements visqueux du fluide le long d'une conduite de section constante. Les expériences ont montré qu'elle est proportionnelle à Q^α .

Avec :

Q : débit donné par la formule $Q = Q_t + 0,55Q_r$;

Q_t : débit transité ;

Q_r : débit consommé en route ;

α : Exposant qui varie d'un auteur à un autre. Certains auteurs le considèrent variable selon le régime d'écoulement.

Ces pertes de charges ont lieu sur toute la longueur de la conduite. Il existe plusieurs formules pour leur calcul, parmi lesquelles on cite :

❖ Formule de DARCY-WEISBACH

La perte de charge linéaire (ΔH_1) selon ces deux chercheurs est donnée par la formule suivante :

$$\Delta H_1 = \lambda \times \frac{L \times V^2}{D \times 2g} = \frac{8 \times \lambda \times L \times Q^2}{\Pi^2 \times g \times D^5} \dots (m) \dots \dots \dots (IV.3)$$

Avec :

L : Longueur de la conduite.

D : Diamètre de la conduite.

g : Accélération de la pesanteur [m/s^2].

λ : Coefficient de frottement linéaire.

Plusieurs formules permettent de calculer λ . Celles-ci se distinguent selon le régime d'écoulement qui est souvent turbulent. On peut aussi obtenir la valeur de ce coefficient à partir du diagramme de MOODY.

❖ **Formule de LECHAPT et CALMON**

Cette formule est la suivante :

$$\Delta H_1 = \gamma \times \frac{L \times Q^\alpha}{D^\beta} \dots (m) \dots \dots \dots (IV.4)$$

L : Longueur de la conduite

Les constantes α , β et γ sont données par le tableau suivant :

Tableau IV.1: Les constantes α , β et γ en fonction de la rugosité absolue ε

ε	$\varepsilon = 2 \text{ mm}$	$\varepsilon = 1 \text{ mm}$	$\varepsilon = 0,1 \text{ mm}$
γ	1,863	1,601	1,1
α	2	1,975	1,89
β	5,32	5,25	5,01

❖ **Formule de HAZEN WILLIAMS**

Cette équation est donnée par :

$$\Delta H_1 = 10,679 \times \frac{L \times Q^\alpha}{C_{HW}^\alpha \times D^\beta} \dots (m) \dots \dots \dots (IV.5)$$

Avec :

$\alpha = 1,8$ à 2 : Dépend du régime d'écoulement.

$\beta = 4,871$: Dépend du matériau de la conduite.

C_{HW} : Coefficient de HAZEN WILLIAMS qui dépend de la rugosité .

Tableau IV.2: Valeurs du Coefficient de HAZEN WILLIAMS C_{HW} en fonction de matériaux des conduites.

Matériaux	PVC	Acier	PEHD	Amiante ciment	Fonte
C_{HW}	150	100	160	140	130

2.2 Détermination des débits

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

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

2.2.1 Cas de pointe

D'après le tableau **III.15** (chapitre III) de la consommation horaire de notre agglomération, on constate que la pointe est entre 08h et 12h :

$$Q_{pte} = 256.35 \text{ m}^3/\text{h} = 71,21 \text{ L/s}$$

Q_{pte} : Débit de Pointe de consommation

a. Débit route

Le débit route est estimé de la manière suivante :

$$Q_{rte} = Q_{pte} - \Sigma Q_{cc} \dots\dots\dots (IV.6)$$

Avec : $\Sigma Q_{cc} = \Sigma Q_{ind} = 0$

NB : Les industries ne sont pas branchées sur le réseau d'eau potable, des petites industries ont leurs propres réservoirs.

Donc : $Q_{rte} = Q_{pte} = 71,21 \text{ L/s}$

b. Débit spécifique

$$q_{sp} = Q_{route} / \Sigma L \dots\dots\dots (III.7)$$

Avec :

ΣL : La somme des longueurs des tronçons qui assurent le service en route.

$\Sigma L_i = 26371,63 \text{ ml}$.

Application numérique : $q_{sp1} = \frac{71,21}{26371,63} = 0,0027 \text{ L/s} \times \text{ml}$

c. Calcul du Débit route pour chaque tronçon

On utilise l'expression suivante :

$$Q_{rte,i} = q_{sp} \times L_i \dots\dots\dots (IV.8)$$

Avec : q_{sp} : Débit spécifique en l/s.ml

L_i : Longueur du tronçon de l'ordre i.

d. Calcul du Débit nodal

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

$$Q_{ni} = 0,5 * \Sigma Q_r \dots\dots\dots (IV.9)$$

Où : Q_{ni} : Débit au nœud.

ΣQ_r : Somme des débits en route des tronçons reliant au nœud i.

Le tableau ci dessous présente les valeurs des débits routes et aux nœuds dans notre réseau :

Tableau IV.3 : Calcul des débits nodaux du réseau actuel.

N° du nœud	Tronçon	Longueur (m)	$Q_{sp}(l/s.ml)$	$Q_r (l/s)$	$0.5 \Sigma Q_r(l/s)$
J1	P1	659,97	0,0027	1,7819	2,89
	P115	371,33		1,0026	
	P110	481,49		1,3000	
	P141	628,95		1,6982	
J2	P135	169,11		0,4566	1,60
	P142	688,84		1,8599	
	P2	324,43		0,8760	
J3	P139	78,97		0,2132	0,61
	P140	199,32		0,5382	
	P145	171,2		0,4622	
J4	P143	229,37		0,6193	0,77
	P138	73,28		0,1979	
	P4	269,33		0,7272	
J5	P1	659,97		1,7819	1,45
	P3	359,32		0,9702	
	P78	55,71		0,1504	
J6	P144	36,61	0,0988	0,77	
	P85	206,74	0,5582		
	P2	324,43	0,8760		
J7	P3	359,32	0,9702	0,86	
	P4	269,33	0,7272		
	P5	10,86	0,0293		
J8	P5	10,86	0,0293	0,81	
	P119	70,29	0,1898		
	P8	328,48	0,8869		
	P30	193,97	0,5237		
J9	P76	48,16	0,1300	0,74	
	P9	100,98	0,2726		
	P74	399,73	1,0793		
J10	P50	50,33	0,1359	0,33	
	P97	95,47	0,2578		
	P127	98,63	0,2663		
J11	P68	181,22	0,4893	0,55	
	P65	100,49	0,2713		
	P6	124,24	0,3354		
J12	P6	124,24	0,3354	0,41	
	P54	78,88	0,2130		
	P66	100,16	0,2704		

Tableau IV.3 : Calcul des débits nodaux du réseau actuel. (Suite)

N° du nœud	Tronçon	Longueur (m)	Q_{sp} (l/s.ml)	Q_r (l/s)	$0.5\sum Q_r$ (l/s)
J13	P70	58,3	0,0027	0,1574	0,41
	P55	140,69		0,3799	
J13	P60	102,13		0,2758	
J14	P69	48,03		0,1297	0,57
	P73	51,49		0,1390	
	P7	323,01		0,8721	
J15	P7	323,01		0,8721	0,56
	P71	47,55		0,1284	
	P75	47,52		0,1283	
J16	P10	172,03		0,4645	0,68
	P8	328,48		0,8869	
J17	P9	100,98		0,2726	0,68
	P10	172,03		0,4645	
	P11	228,53		0,6170	
J18	P11	228,53		0,6170	0,80
	P12	110,95		0,2996	
	P20	252,59		0,6820	
J19	P12	110,95		0,2996	0,81
	P13	244,29		0,6596	
	P14	241,8		0,6529	
J20	P13	244,29		0,6596	0,33
J21	P14	241,8		0,6529	1,71
	P15	606,14		1,6366	
	P19	417,77		1,1280	
J22	P15	606,14		1,6366	1,39
	P16	9,62		0,0260	
	P23	417,19		1,1264	
J23	P22	416,33		1,1241	0,66
	P25	64,89		0,1752	
	P16	9,62		0,0260	
J24	P17	7,63		0,0206	0,38
	P20	252,59		0,6820	
	P26	18,34	0,0495		
J25	P29	38,41	0,1037	0,63	
	P17	7,63	0,0206		
	P19	417,77	1,1280		
J26	P18	458,52	1,2380	0,62	
J27	P20	252,59	0,6820	0,67	
	P21	162,17	0,4379		
	P24	83,15	0,2245		
J28	P21	162,17	0,4379	0,22	
J29	P22	416,33	1,1241	0,56	
J30	P23	417,19	1,1264	0,56	
J31	P24	83,15	0,2245	0,11	
J32	P25	64,89	0,1752	0,11	
	P26	18,34	0,0495		
J33	P30	193,97	0,5237	0,26	
J34	P31	447,94	1,2094	0,79	
	P88	54,13	0,1462		
	P90	84,79	0,2289		
J35	P94	237,03	0,6400	0,88	
	P133	173,79	0,4692		
	P42	239,21	0,6459		
J36	P49	332,07	0,8966	0,58	
	P32	90,66	0,2448		
	P95	10,35	0,0279		
J37	P32	90,66	0,2448	0,56	
	P33	195,31	0,5273		
	P87	128,31	0,3464		

Tableau IV.3 : Calcul des débits nodaux du réseau actuel. (Suite)

N° du nœud	Tronçon	Longueur (m)	$Q_{sp}(l/s.ml)$	$Q_r (l/s)$	$0.5\sum Q_r(l/s)$
J38	P33	195,31	0,0027	0,5273	0,85
	P34	299,27		0,8080	
	P46	135,1		0,3648	
J39	P34	299,27		0,8080	0,82
	P35	267,25		0,7216	
	P36	41,93		0,1132	
J40	P35	267,25		0,7216	0,36
J41	P36	41,93		0,1132	0,62
	P37	246,17		0,6647	
	P39	169,29		0,4571	
J42	P37	246,17		0,6647	0,50
	P38	123,23		0,3327	
J43	P38	123,23		0,3327	0,17
J44	P39	169,29		0,4571	0,88
	P40	181,99		0,4914	
	P34	299,27		0,8080	
J45	P134	297,14		0,8023	0,40
J46	P40	181,99		0,4914	1,18
	P41	507,23		1,3695	
	P43	188,13		0,5080	
J47	P41	507,23		1,3695	0,68
J48	P45	325,48		0,8788	0,44
J49	P42	239,21		0,6459	0,99
	P44	169,23		0,4569	
	P45	325,48		0,8788	
J50	P43	188,13		0,5080	0,48
J50	P44	169,23		0,4569	
J51	P46	135,1		0,3648	0,40
	P47	162,08		0,4376	
J52	P47	162,08		0,4376	0,31
	P48	67,08	0,1811		
J53	P48	67,08	0,1811	0,09	
J54	P56	135,1	0,3648	0,18	
J55	P50	50,33	0,1359	1,04	
	P51	85,5	0,2309		
	P103	49,49	0,1336		
	P131	584,75	1,5788		
J56	P51	85,5	0,2309	0,36	
	P52	105,02	0,2836		
	P57	75,16	0,2029		
J57	P52	105,02	0,2836	0,47	
	P53	105,86	0,2858		
	P59	135,96	0,3671		
J58	P53	105,86	0,2858	0,47	
	P56	100,87	0,2723		
	P62	143,52	0,3875		
J59	P54	78,88	0,2130	0,43	
	P55	140,69	0,3799		
	P56	100,87	0,2723		
J60	P57	75,16	0,2029	0,29	
	P58	95,85	0,2588		
	P102	45,43	0,1227		
J61	P58	95,85	0,2588	0,46	
	P59	135,96	0,3671		
	P61	106,76	0,2883		
J62	P60	102,13	0,2758	0,48	
	P61	106,76	0,2883		
	P62	143,52	0,3875		

Tableau IV.3 : Calcul des débits nodaux du réseau actuel. (Suite)

N° du nœud	Tronçon	Longueur (m)	Q _{sp} (l/s.ml)	Q _r (l/s)	0.5ΣQ _r (l/s)
J63	P63	214,11	0,0027	0,5781	0,75
	P126	100		0,2700	
	P129	240,79		0,6501	
J64	P125	94,79		0,2559	0,55
	P127	98,63		0,2663	
	P63	214,11		0,5781	
J65	P64	184,53		0,4982	0,51
	P125	94,79		0,2559	
	P123	99,18		0,2678	
J66	P124	104,6		0,2824	0,53
	P126	100		0,2700	
	P64	184,53		0,4982	
J67	P65	100,49		0,2713	0,48
	P67	153,79		0,4152	
	P124	104,6		0,2824	
J68	P123	99,18		0,2678	0,48
	P66	100,16		0,2704	
	P67	153,79		0,4152	
J69	P68	181,22		0,4893	0,74
	P69	48,03		0,1297	
	P72	318,6		0,8602	
J70	P70	58,3		0,1574	0,57
	P71	47,55		0,1284	
	P72	318,6		0,8602	
J71	P73	51,49		0,1390	1,07
	P74	399,73		1,0793	
	P77	342,01		0,9234	
J72	P75	47,52		0,1283	0,59
	P76	48,16		0,1300	
	P77	342,01		0,9234	
J73	P78	55,71	0,1504	0,56	
	P79	303,29	0,8189		
	P80	53,23	0,1437		
J74	P79	303,29	0,8189	0,41	
J75	P80	53,23	0,1437	0,27	
	P81	65,54	0,1770		
	P84	83,31	0,2249		
J76	P81	65,54	0,1770	0,50	
	P82	177,59	0,4795		
	P83	129,39	0,3494		
J77	P82	177,59	0,4795	0,24	
J78	P83	129,39	0,3494	0,17	
J79	P84	83,31	0,2249	0,60	
	P85	206,74	0,5582		
	P86	154,56	0,4173		
J80	P86	154,56	0,4173	0,21	
J81	P87	128,31	0,3464	0,62	
	P88	54,13	0,1462		
	P89	280,5	0,7574		
J82	P132	371,71	1,0036	1,12	
	P133	173,79	0,4692		
	P89	280,5	0,7574		
J83	P90	84,79	0,2289	0,29	
	P91	89,13	0,2407		
	P92	43,57	0,1176		
J84	P91	89,13	0,2407	0,12	

Tableau IV.3 : Calcul des débits nodaux du réseau actuel. (Suite)

N° du nœud	Tronçon	Longueur (m)	Q _{sp} (l/s.ml)	Q _r (l/s)	0.5∑Q _r (l/s)
J85	P92	43,57	0,0027	0,1176	0,72
	P93	118,22		0,3192	
	P132	371,71		1,0036	
J86	P93	118,22		0,3192	0,16
J87	P94	237,03		0,6400	0,51
	P95	10,35		0,0279	
	P96	133,21		0,3597	
J88	P96	133,21		0,3597	0,18
J89	P97	95,47		0,2578	0,52
	P128	51,09		0,1379	
	P129	240,79		0,6501	
J90	P98	47,56		0,1284	0,25
	P101	89,62		0,2420	
	P128	51,09		0,1379	
J91	P98	47,56		0,1284	0,47
	P99	193,9		0,5235	
	P122	109,78		0,2964	
J92	P122	109,78		0,2964	0,40
	P100	184,02		0,4969	
J93	P99	193,9		0,5235	0,26
J94	P100	184,02		0,4969	0,25
J95	P101	89,62		0,2420	0,12
J96	P102	45,43		0,1227	0,15
	P103	49,49		0,1336	
	P104	13,99		0,0378	
J97	P104	13,99		0,0378	0,16
	P105	61,41		0,1658	
	P106	45,56		0,1230	
J98	P105	61,41		0,1658	0,08
J99	P106	45,56		0,1230	0,22
	P107	70,65	0,1908		
	P108	43,34	0,1170		
J100	P107	70,65	0,1908	0,10	
J101	P108	43,34	0,1170	0,12	
	P109	47,07	0,1271		
J102	P109	47,07	0,1271	0,06	
J103	P110	481,49	1,3000	1,27	
	P111	413,68	1,1169		
	P113	43,21	0,1167		
J104	P111	413,68	1,1169	0,56	
J105	P112	417,31	1,1267	0,78	
	P113	43,21	0,1167		
	P114	117,77	0,3180		
J106	P114	117,77	0,3180	0,16	
J107	P115	371,33	1,0026	1,52	
	P116	139,8	0,3775		
	P117	611,76	1,6518		
J108	P116	139,8	0,3775	0,19	
J109	P117	611,76	1,6518	0,83	
J110	P119	70,29	0,1898	0,68	
	P120	287,64	0,7766		
	P121	148,1	0,3999		
J111	P121	148,1	0,3999	0,20	
J112	P131	584,75	1,5788	0,79	
J113	P135	169,11	0,4566	0,64	
	P136	229,67	0,6201		
	P139	78,97	0,2132		

Tableau IV.3 : Calcul des débits nodaux du réseau actuel. (Suite et fin).

N° du nœud	Tronçon	Longueur (m)	$Q_{sp}(l/s.ml)$	$Q_r (l/s)$	$0.5\sum Q_r(l/s)$
J114	P137	185,92	0,0027	0,5020	0,62
	P138	73,28		0,1979	
	P140	199,32		0,5382	
J115	P139	78,97		0,2132	0,61
	P140	199,32		0,5382	
	P145	171,2		0,4622	
J116	P141	628,95		1,6982	1,78
	P142	688,84		1,8599	
J117	P143	229,37		0,6193	0,59
	P144	36,61		0,0988	
	P145	171,2		0,4622	
J118	P31	447,94		1,2094	0,78
	P146	130,54	0,3525		

2.2.2 Cas de pointe + Incendie

Pour ce cas, c'est le même calcul que le cas de pointe mais on doit s'assurer que le débit nécessaire qui est de **17L/s** donné par le réservoir se trouve au point le plus défavorable c.à.d. au nœud **J63** de cote de terrain **1382,28m**.

Dans ce cas le débit d'incendie sera considéré comme un débit concentré

Donc : $Q_{ni} = 0,5 * \sum Q_r + Q_{cc}$ (IV.10)

Donc la demande au niveau des nœuds reste inchangé (la même que celle dans le cas de pointe) sauf au nœud **J63** qui devient :

$$Q_{N^{\circ}63} = 0,75 + 17 = 17,75 \text{ L/s}$$

IV.3 Résultat de la simulation

Voir les figures et les tableaux représentés dans les annexes (Annexe IV.1 et Annexe IV.2) les pour deux cas : Cas de pointe et Cas de pointe + incendie.

Conclusion

Après la simulation on a constaté que notre réseau ne répond pas parfaitement aux exigences et aux normes de fonctionnement des réseaux d'eau potable, à savoir la pression doit être entre 20 à 50 m.c.e, et la vitesse d'écoulement entre 0,5 et 1,5 m/s.

On a enregistré des pressions négatives au niveau de quelques nœuds de réseau et des vitesses faibles dans la plupart des tronçons.

CHAPITRE V
ANOMALIES ET RECOMMANDATIONS



CHAPITRE V : ANOMALIES ET RECOMMANDATIONS

Introduction

Dans cette partie, on va définir et identifier tous les problèmes du système et les différentes anomalies trouvées au niveau de notre réseau ; proposer des remèdes pour améliorer son fonctionnement. Nous allons dire comment aménager, renouveler et même donner des recommandations pour le bon fonctionnement de ce réseau.

V.1. Analyse actuel du réseau

Le réseau de distribution en eau potable de notre ville pose beaucoup de problèmes hydrauliques à l'heure de pointe, surtout dans la partie Nord-est de la ville due aux accroissements démographiques, et au sous dimensionnement du réseau et son mode d'exploitation.

V.2 Interprétation des résultats de calcul pour 2011

La simulation de comportement du réseau de distribution de la ville de Bordj Ghedir pour la situation actuelle présente quelques insuffisances empêchant le bon fonctionnement du notre réseau d'alimentation en eau potable.

D'après les résultats de la simulation, on fait le constat suivant :

- Les pressions obtenues au niveau de la partie nord-est sont défavorables (inférieure à 20 m.c.e), à savoir la cité Z'GUENDO, 200, 84 et 40 logements et nous avons constaté même des dépressions à quelques nœuds du réseau.
- Les pressions obtenues au niveau de la partie sud de la ville sont défavorables et (inférieure à 20 m.c.e), à savoir la cité EL MADJANE.
- Des vitesses faibles ont été enregistrées au niveau de quelques tronçons de réseau (inférieure à 0.5m/s), sachant que la fourchette des vitesses admissibles est (0,5-1,5 m/s).
- Nous avons des vitesses importantes qui dépassent les 3 m/s.

V.3 Présentation des détails des anomalies dans le réseau

V.3.1 Présentation des tronçons dont les vitesses sont inférieures et supérieures à la normale

Les tronçons dont les vitesses sont inférieures à la normale seront les suivants :

Tableau V.1 : Tronçons dont la vitesse inférieure à la normale

Tronçon	Du nœud	Au nœud	Vitesse (m/s)	Tronçon	Du nœud	Au nœud	Vitesse (m/s)
P-72	J-69	J-70	0,01	P-36	J-39	J-41	0,14
P-30	J-33	J-8	0,02	P-121	J-110	J-111	0,16
P-109	J-101	J-102	0,02	P-106	J-97	J-99	0,16
P-38	J-42	J-43	0,02	P-86	J-79	J-80	0,17
P-44	J-49	J-50	0,03	P-22	J-23	J-29	0,18
P-93	J-85	J-86	0,03	P-23	J-22	J-30	0,18
P-48	J-52	J-53	0,03	P-111	J-103	J-104	0,18
P-91	J-83	J-84	0,04	P-14	J-19	J-21	0,18
P-54	J-12	J-59	0,04	P-16	J-22	J-23	0,19
P-35	J-39	J-40	0,05	P-82	J-76	J-77	0,19
P-114	J-105	J-106	0,05	P-18	J-25	J-26	0,2
P-37	J-41	J-42	0,05	P-79	J-73	J-74	0,21
P-108	J-99	J-101	0,06	P-64	J-65	J-66	0,22
P-49	J-36	J-54	0,06	P-19	J-25	J-21	0,24
P-116	J-107	J-108	0,06	P-41	J-46	J-47	0,24
P-105	J-97	J-98	0,06	P-63	J-63	J-64	0,24
P-96	J-87	J-88	0,06	P-95	J-87	J-36	0,26
P-21	J-27	J-28	0,07	P-13	J-19	J-20	0,26
P-57	J-56	J-60	0,07	P-119	J-8	J-110	0,26
P-107	J-99	J-100	0,08	P-117	J-107	J-109	0,27
P-99	J-91	J-93	0,08	P-115	J-1	J-107	0,27
P-24	J-27	J-31	0,09	P-128	J-89	J-90	0,28
P-25	J-23	J-32	0,09	P-46	J-38	J-51	0,28
P-104	J-96	J-97	0,09	P-55	J-59	J-13	0,3
P-101	J-90	J-95	0,1	P-67	J-67	J-68	0,3
P-59	J-57	J-61	0,1	P-90	J-34	J-83	0,31
P-45	J-49	J-48	0,1	P-20	J-24	J-27	0,32
P-43	J-46	J-50	0,1	P-122	J-91	J-92	0,33
P-100	J-92	J-94	0,13	P-7	J-14	J-15	0,34
P-62	J-58	J-62	0,13	P-32	J-36	J-37	0,35
P-92	J-83	J-85	0,13	P-42	J-35	J-49	0,37
P-83	J-76	J-78	0,14	P-40	J-44	J-46	0,38
P-47	J-51	J-52	0,14	P-129	J-63	J-89	0,38
P-134	J-44	J-45	0,14	P-85	J-79	J-6	0,38

Ces vitesses faibles favorisent la formation du tartre. Le tartre dans les conduites d'alimentation en eau potable provoque avec le temps la diminution de la section d'écoulement d'eau dans la conduite d'une manière considérable ; dont une augmentation des pertes de charge et par conséquent une diminution des pressions dans le réseau.

Tableau V.2. Tronçons dont les vitesses supérieures à la normale.

Tronçon	Du nœud	Au nœud	Vitesse (m/s)
P-17	J-24	J-25	4,05
P-27	R-4	J-32	4,01
P-26	J-32	J-24	3,94
P-112	R-1	J-105	3,78
P-113	J-105	J-103	3,73
P-110	J-103	J-1	3,64
P-141	J-1	J-116	2,84
P-31	J-118	J-34	2,46
P-50	J-55	J-10	2,41
P-9	J-17	J-9	2,39
P-10	J-16	J-17	2,39
P-11	J-18	J-17	2,27
P-135	J-2	J-113	2,24
P-144	J-117	J-6	2,13
P-1	J-1	J-5	2,13
P-118	J-3	R-4	2
P-145	J-115	J-117	1,96
P-130	R-2	J-112	1,87

Ces vitesses sont provoquées dans la majorité des cas au niveau des conduites les plus proches des réservoirs. Elles risquent de favoriser les fuites et les coups de bélier, et de créer les cavitations et les bruits.

Pour faire diminuer les vitesses dans ces conduites on doit :

- Augmenter leurs diamètres si les conduites existantes sont en état vétuste.
- Si non ; on opte pour le renforcement par des conduites en parallèles pour partager le débit toutes en gardant les conduites existantes.

V.3.2 Présentation des nœuds dont les pressions sont faibles :

Tableau V.3. Nœuds dont les pressions inférieures à la normale

Nœud	Pression (m.c.e)	Nœud	Pression (m.c.e)
J-38	-10,2	J-54	6,1
J-37	-4,8	J-43	6,5
J-39	-4,7	J-118	6,7
J-81	-4,6	J-113	7,1
J-34	-4,1	J-115	7,9
J-41	-3,1	J-35	9,1
J-84	-1,5	J-114	10,2
J-51	-1,3	J-82	10,4
J-88	-1,3	J-112	11,6
J-83	-0,9	J-117	11,8
J-36	-0,7	J-49	12,4
J-44	-0,5	J-6	13,4
J-45	0,2	J-79	13,5
J-87	0,3	J-106	13,5
J-86	0,3	J-75	14,1
J-40	1,2	J-4	14,3
J-85	2	J-76	14,9
J-46	2,6	J-73	14,9
J-47	2,8	J-5	15
J-52	3,1	J-80	15,1
J-50	4	J-2	15,9
J-42	4,3	J-78	16
J-48	5,4	J-32	16
J-53	5,5	J-23	16,5
J-3	5,9	J-22	16,7

Constat

On a constaté des pressions relativement faible à la partie nord de la ville, ainsi que des dépressions au niveau de cette partie à savoir la cité Z'GUENDOU, 200, et 84 logements. Ces pressions sont insuffisantes pour répondre aux besoins des abonnés, et la présence des dépressions favorise l'infiltration des eaux parasites (pollution) dans la conduite, s'il existe des fuites et des joints mal façonnés.

De plus les conduites aplatissent et ce brise vue la répétition de la mise en dépression. C'est le phénomène de la fatigue des conduites.

V.4 Travaux sur le réseau de distribution

Afin d'améliorer la desserte en eau des abonnés, et remédier aux problèmes rencontrés dans le réseau pendant l'heure de pointe à l'état actuel et à l'horizon d'étude, on a proposé quelques solutions et nous préconisons les travaux suivants :

a. La partie Nord-est de la ville

On procède au renouvellement de tous les tronçons de cette partie du réseau vu :

- Les diamètres faibles pour la majorité des tronçons.
- Les dépressions enregistrées à savoir les nœuds (J-38 ; J-37 ; J-39 ; J-81 ; J-34 ; J-41 ; J-84 ; J-51 ; J-88 ; J-83 ; J-36 ; J-44)
- Les pressions faibles (inférieures à 2 bars) au niveau de la plupart des autres nœuds.
- Les fuites enregistrées dans la plupart des endroits surtout au niveau des joints.
- L'état vétuste des conduites.
- Type de matériaux des conduites, à savoir celles en amiante ciment et en acier corrodé.
- L'âge du réseau qui dépasse les 30 ans.
- Type du réseau ramifié, qu'on va le transférer en un réseau maillé.
- Manque quantitatif d'accessoires de réseau tel que les vannes et les bouches d'incendie.

b. La partie sud de la ville (Cité EL MADJANE)

On constate des faibles pressions au niveau de quelques nœuds de la région, cela à cause de la conduite (P-118) relie le nœud (J-3) au réservoir (R-3) du centre ville, elle remplit le réservoir pendant l'heure de pointe.

Nous préconisons les travaux suivants :

- Arrêter la conduite (P-118).
- Projeter une conduite de $\varnothing 160$ entre le nœud (J-4) et le nœud (J-7), à la place de la conduite existante (P-4) de $\varnothing 110$.
- Projeter une conduite de $\varnothing 200$ entre le nœud (J-33) et le nœud (J-8), à la place de la conduite existante (P-138) de $\varnothing 150$.
- Projeter une conduite de $\varnothing 160$ entre le nœud (J-7) et le nœud (J-8), à la place de la conduite existante (P-5) de $\varnothing 110$.
- Projeter une conduite de $\varnothing 110$ entre le nœud (J-17) et le nœud (J-18), à la place de la conduite existante (P-11) de $\varnothing 63$.

- Projeter une conduite de $\varnothing 125$ entre le nœud (J-17) et le nœud (J-9), a la place de la conduite existante (P-9) de $\varnothing 90$.
- Projeter une conduite de $\varnothing 125$ entre le nœud (J-17) et le nœud (J-16), a la place de la conduite existante (P-5) de $\varnothing 63$.
- Projeter une conduite de $\varnothing 250$ entre le réservoir de Reghada et le nœud (J-55), a la place des conduites existantes (P-130 et P-131) de $\varnothing 150$.

V.5 Concernant les ressources

Pour renforcer le débit afin de satisfaire les besoins en eau pour l'horizon d'études, et d'après les services d'Algérienne des eaux (ADE) de Bordj Bou Arreridj, on propose soit de:

- Transférer le forage de Mouguerienne avec une capacité de production de 50 L/s.
- Transférer les trois forages de Chania à savoir Chania 01 ,02 et Chania 03, avec une capacité de production totale de 80 L/s.
- Planter de nouveaux forages afin de combler le déficit d'eau.

V.5.1 Concernant les forages

En générale pour un bon fonctionnement d'un forage, il faut qu'il soit aménagé des équipements suivants :

- La protection de forage par un abri bien présentable (général, peinture...etc. en bon état).
- Faire l'automatisation des équipements et de l'armoire de commande.
- Prévoir une pompe doseuse de chlore pour la javellisation de l'eau.
- Installer un compteur d'eau.
- Installer un monomètre.
- La prise d'échantillon pour l'analyse d'eau.
- La sonde de niveau pour vérifier le niveau de la nappe.
- Déterminer les paramètres de la nappe, le débit spécifique et le débit maximum d'exploitation, pour que le choix du groupe électropompe immergée soit bien adapté et cela par des essais de pompage multiple.

Pour le cas de nos forages nous formulons les recommandations suivantes :

a. Forage Cotta

- La dépose de toutes les installations et les équipements spéciaux existants, le dessablage du forage ainsi que la réinstallation des équipements.
- Installation au niveau de la chambre du forage des conducteurs électriques de 2,5 mm logés dans gaine, une lampe avec douille à vis, interrupteur prises forcées et tableau général.

- Rénover toute l'armoire électrique avec tous les équipements d'automatisation et de protection.
- Prévoir une sonde pour mesurer le niveau d'eau dans le forage.
- Installation d'équipements pour javellisation.
- Installation d'un extincteur à poudre.
- Faire l'entretien des autres équipements qui sont en bon état pour augmenter leurs durées de vie).
- Faire une clôture extérieure afin d'éviter toutes pénétrations étrangères au forage.
- Aménagement d'une plate forme en béton armé dosé à 350 kg/m^3 en treillis soudé.

b. Forage Ouled Makhlouf

- Changer la venteuse DN 110.
- Changer la vanne DN 110 à savoir celle de la conduite de refoulement vers Le réservoir 500 m^3 de Reghada.
- Prévoir une sonde pour mesurer le niveau d'eau dans le forage.
- Installation d'un extincteur à poudre.
- Nous demandons qu'il soit bien entretenue afin d'éviter sa dégradation.

c. Captage d'Ain Gourad

- Réhabilitation du regard de réception (1.30x1.30x2.18m).
- Dépose de l'échelle vétuste.
- installation d'une échelle inoxydable.

V.6 Concernant les stations de pompage

Les stations objet de notre étude sont : la station de reprise d'Ouled Makhlouf et la station de pompage d'Ain Gourad, nous proposons :

a. Station de reprise d'Ouled Makhlouf

- Changer les deux pompes qui sont en état vétustes (voir chapitre VI).
- Installation d'un extincteur à poudre.

b. Station de pompage d'Ain Gourad

Pour cette station il faut :

- Installer une conduite d'aspiration pour la deuxième pompe avec crépine.
- Installer un extincteur pour la lutte contre l'incendie.
- La réalisation d'une chape sur terrasse en béton dosé à 300 kg/m^3 , revêtue en papier paxalumin.

V.7 Concernant les adductions

Pour les adductions objet de notre étude, nous recommandons :

- Projeter une conduite **Ø110 en PEHD**, remplaçant la conduite existante de refoulement en amiante ciment ; reliant le forage d'Ouled Makhoulf et le réservoir de Reghada 500m^3 .
- Projeter une conduite **Ø250 en PEHD**, remplaçant la conduite de refoulement existante en amiante ciment ; reliant la station de reprise d'Ouled makhoulf et les deux réservoirs jumelés de Ouled makhoulf ($2 \times 500\text{m}^3$).
- Maintenir les deux conduites d'adduction **Ø125** en acier qui sont en bon état ; reliant la station de pompage d'Ain Gourad et les deux réservoirs du centre ville.
- Maintenir la conduite d'adduction **Ø200** en acier qui est en bon état ; reliant le forage Cotta et la station de reprise d'Ouled Makhoulf.

V.8 Concernant les ouvrages de stockage

Pour les ouvrages de stockage, nous proposons:

a. Réservoir de Reghada

- La chambre des manœuvres n'est pas dotée d'un évacuateur d'eau bien entretenu.
- Le passage de la conduite d'adduction à la base laisse apparaître l'armature non enrobée, qui évoque des suintements (laissant un indice d'humidité). Avec un mortier de ciment dosé à 400kg/m^3 , on doit assurer l'étanchéité de l'ouvrage.
- Les accès au réservoir sont impraticables, nous proposons l'aménagement d'une voie carrossable.
- La construction d'une clôture en maçonnerie, afin d'éviter toutes pénétrations étrangères au réservoir.
- Installation d'échelles pour accès à la trappe de visite.

b. Réservoirs (2x500m³) d'Ouled Makhlouf

- Ils sont implantés dans un terrain d'assiette accidenté sans accès ; nous proposons l'aménagement d'une voie carrossable pour faciliter les interventions d'entretien de l'ouvrage et la manutention des équipements.
- La chambre des manœuvres commune submergée dépourvue de l'évacuateur des eaux, et d'équipements de javellisation.
- Installation d'échelle pour accéder aux trappes de visite.
- Côté postérieur Sud des réservoirs distant de 4.00m.l à partir du talus reçoit des éboulements de terre. Prévoir un voile en béton armé devient une nécessité afin d'assurer la protection de des deux réservoirs contre l'érosion.
- Nous proposons la construction d'une clôture en maçonnerie.

c. Réservoirs (2x250m³) du centre ville

Ces deux réservoirs on demande de :

- Protéger à l'aide d'un mortier de ciment, dosage de 400 kg/m³ les parois verticales intérieures et extérieures du château d'eau.
- Refaire la peinture extérieure du château d'eau.
- Aménagement d'une clôture en maçonnerie pour éviter toutes pénétrations étrangères aux ouvrages.
- Projection d'une chape sur terrasse de la chambre des manœuvres en béton dosé à 350 kg/m³, revêtue de papier paxalumin.
- réhabilitation du regard commun des vannes remblayé.
- Nous demandons qu'ils soient bien entretenue afin d'éviter leurs dégradation.

Conclusion

Dans cette partie, on a donné les différentes propositions d'aménagement pour notre projet, celles du réseau de distribution, ouvrages de stockage, adductions et les stations de pompages objet de notre prochain chapitre.

CHAPITRE VI
ADDUCTION ET POMPAGE



CHAPITRE VI : ADDUCTION ET POMPAGE

Introduction

L'étude des adductions et des stations de pompage fait partie de notre diagnostic, dans ce chapitre on va exposer les différentes défaillances que pose notre système d'adduction et de pompage de façon à trouver des solutions pour le bon fonctionnement des deux systèmes.

VI.1 Recommandation sur les adductions

Pour les adductions objet de notre étude, nous recommandons de redimensionner les conduites de telle manière à véhiculer le débit appelé pour l'horizon d'étude 2030.

Pour cela on se basant sur :

- L'âge des conduites de refoulement qui dépasse les 30 ans.
- Les cassures (fuites) et leurs causes.
- L'état de revêtement intérieur et extérieur de ces conduites.
- Le type de matériaux des conduites d'adductions (amiante ciment).
- L'état des groupes motopompes de la station de reprise et celui du forage d'Ouled Makhlouf.

VI.2 Choix du tracé [3]

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

- Le tracé doit être le plus court possible entre les ouvrages.
- Des ventouses doivent être prévues au point haut pour évacuer l'air qui s'y accumule, dans un souci économique et technique, on doit donc éviter le plus possible les contres pentes, et des vidanges aux points bas pour le vidange en cas de panne.
- Il serait préférable de suivre l'accotement des routes, pour faciliter les travaux ainsi que l'acheminement du matériau.

Pour notre projet on va garder l'ancien tracé choisie à raison de :

- Afin d'éviter les réclamations des propriétaires des terrains (la majorité des terrains sont privés).
- La majorité du linéaire des conduites de l'ancien tracé est suivant les routes communales existantes.

VI.2 Choix du matériau

Le choix du matériau se fait en fonction :

- Du diamètre.
- Des pressions exigées.
- Des conditions d'installation.
- Du revêtement.
- De la disponibilité sur le marché national.
- Du prix unitaire de pose de l'adduction.
- La facilité d'entretien en cas de fuites.

Dans notre projet, nous avons opté pour les conduites en PEHD en raison des avantages qu'ils présentent :

- Disponibilité sur le marché (production locale)
- Résistance à de grandes pressions (>à 20 bars)
- Facile à poser (grande flexibilité) et possibilité d'enroulement en couronnes pour les petits diamètres.
- Permet de faibles rayons de courbures aux réseaux.
- Longue durée de vie prouvée par l'expérience et les tests de vieillissement (durée de vie 50 ans à 20°C).
- Bonnes caractéristiques hydrauliques (coefficient de rugosité très fiable).
- Répond parfaitement aux normes de potabilité.
- Résiste à la corrosion interne, externe et micro biologique.
- Se raccorde facilement à d'autres réseaux (fonte, acier).
- Insensible aux mouvements de terrain (tremblement de terre).

VI.3 Dimensionnement de l'adduction

VI.3.1 Méthode de calcul [4]

Pour le calcul des diamètres économiques des conduites de refoulement, on utilise les deux formules approchées suivantes:

❖ **Formule de BRESS**

$$D = 1,5 \times \sqrt{Q} \dots\dots\dots(VI.1)$$

❖ **Formule de BONNIN**

$$D = \sqrt{Q} \dots\dots\dots(VI.2)$$

Q: Débit refoulé en m³/s.

Remarque : La formule de Bress n'est valable que pour les petits projets (longueur de conduite <1 Km)

A partir de ces deux diamètres déterminés, on choisit une gamme de diamètres parmi lesquels on optera pour celui qui présentera les frais les moins élevés.

❖ **Calcul des pertes de charge**

❖ **Pertes de charge linéaires**

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

- Diamètre D de la conduite en (m);
- Débit Q en (m³/s);
- La rugosité absolue K_s exprimée en mm;
- La longueur du tronçon L en (m).

$$\Delta H_l = I * L = \lambda \frac{L V^2}{D 2g} \dots\dots\dots (VI.3)$$

λ : Coefficient de frottement

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

ΔH_l: Pertes de charge linéaires en (m)

I: Gradient hydraulique en (m/m)

Le coefficient λ est obtenu par les formules suivantes:

$$\lambda = (1,14 - 0,86Ln \frac{\varepsilon}{D})^{-2} \dots\dots\dots (VI.4) \text{ (Formule de Nikuradzé)}$$

ε: Rugosité absolue de la conduite

❖ **Pertes de charge singulières**

Elles sont occasionnées par les singularités des différents accessoires de la conduite (Coude, vannes, clapets,.....), elles sont estimées à 10 % des pertes de charge linéaires.

$$\Delta H_s = 0,10 * \Delta H_l \dots\dots\dots (VI.5)$$

❖ **Pertes de charge totales (ΔH_t)**

Ce sont la somme des pertes de charge linéaires et les pertes de charge singulières, alors:

$$\begin{aligned} \Delta H_t &= \Delta H_l + \Delta H_s \Leftrightarrow \Delta H_t = \Delta H_l + 0,10 * \Delta H_l \dots\dots\dots(VI.6) \\ \Rightarrow \Delta H_t &= 1,10 * \Delta H_l \end{aligned}$$

❖ **Calcul de la hauteur manométrique totale Hmt**

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

$$HMT = Hg + \Delta H_a + \Delta H_r = Hg + \Delta H_t \dots\dots\dots (VI.7)$$

Hg: La hauteur géométrique

ΔH_a : Pertes de charge à l'aspiration

ΔH_r : Pertes de charge au refoulement

❖ **Puissance absorbée par la pompe**

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

$$P = \frac{\rho * g * Q * HMT}{\eta} \dots\dots\dots (VI.8)$$

η : Rendement de la pompe en (%) (n=82%)

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

g: Pesanteur (9.81 m/s²)

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

❖ **Energie consommée par la pompe**

$$E = P * t * 365 \text{ [KWh]} \dots\dots\dots(VI.9)$$

t: Temps de pompage par jour en (heure); dans notre cas **t =20h**

P: Puissance de la pompe en (kW)

❖ **Frais d'exploitation**

Les frais d'exploitation sont définis par la formule suivante:

$$F_{ex} = E * e \text{ [DA]} \dots\dots\dots (VI.10)$$

E: Energie consommée par la pompe en (KWh))

e: Prix unitaire d'un KWh imposé par SONELGAZ. (e=4,17DA)

❖ **Frais d’amortissement**

Les frais d'amortissement sont donnés par la formule suivante:

$$F_{am} = P_{rc} * A \quad [DA] \dots\dots\dots (VI.11)$$

P_{rc} : Prix de la conduite en (DA), voir les annexes (**Annexe VI.1**)

A: Amortissement annuel. Il est donné par la formule suivante:

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

i: Taux d'annuité annuel, $i = 8 \%$

n: Nombre d'années d'amortissement, $n = 19$ ans

$$A = \frac{0,08}{(0,08 + 1)^{19} - 1} + 0,08 = 0,1041 = 10,41\%$$

VI.3.2 Dimensionnement de l’adduction (S.R-2x500m³ O.M)

Le débit d’exploitation de station de pompage (SR) est calculé par la formule suivante :

$$Q_{exp} = \frac{Q_{max,j}}{t * 3600} \dots\dots\dots(VI.13)$$

Q_{exp} : Débit d’exploitation (m³/s)

$Q_{max,j}$: Débit maximum journalier (m³/j) ; $Q_{max,j} = 5541,7 \text{ m}^3/\text{j}$.

t : Durée de fonctionnement de la station par jour, $t = 20 \text{ h}$.

A.N: $Q_{exp,SPR} = \frac{5541,7}{20 * 3600} \Rightarrow Q_{exp, S.R} = 77 \text{ L/s}$;

Analyse de la capacité de la bête de reprise

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

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

$$V_{bache} = \frac{Q_{max\ j} * t}{20} \dots\dots\dots(VI.14)$$

Avec :

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

T: Temps de fonctionnement de la station de pompage (T = 20h)

t : Temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge (t=0,25h)

A.N : $V_{bache} = (5541,7 * 0,25 / 20) = 70m^3$

Donc la capacité de la bache existante est suffisante.

Le diamètre de la conduite moyennant la relation (VI.1) est tel que :

A.N : $D = \sqrt{7,7 * 10^{-2}} \Rightarrow D = 0,277m$ donc : **D = 277 mm**

Les résultats trouvés pour le calcul du diamètre économique de ce tronçon sont regroupés dans les tableaux suivants:

Tableau VI.1: Calcul de la Hmt du tronçon (S.R-2x500m³ O.M)

Diamètre (mm)	Longueur (m)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	λ	ΔH_{lin} (m)	ΔH_{totale} (m)	Hg (m)	HMT (m)
200	1144	77	2,45	0,0115	20,23	22,26	106	128,26
250	1144	77	1,57	0,0111	6,37	7,00	106	113,00
315	1144	77	0,99	0,0106	1,92	2,12	106	108,12
400	1144	77	0,61	0,0102	0,56	0,61	106	106,61
500	1144	77	0,39	0,0098	0,18	0,19	106	106,19

Tableau VI.2: Calcul des frais d'amortissement du tronçon (S.R-2x500m³ O.M)

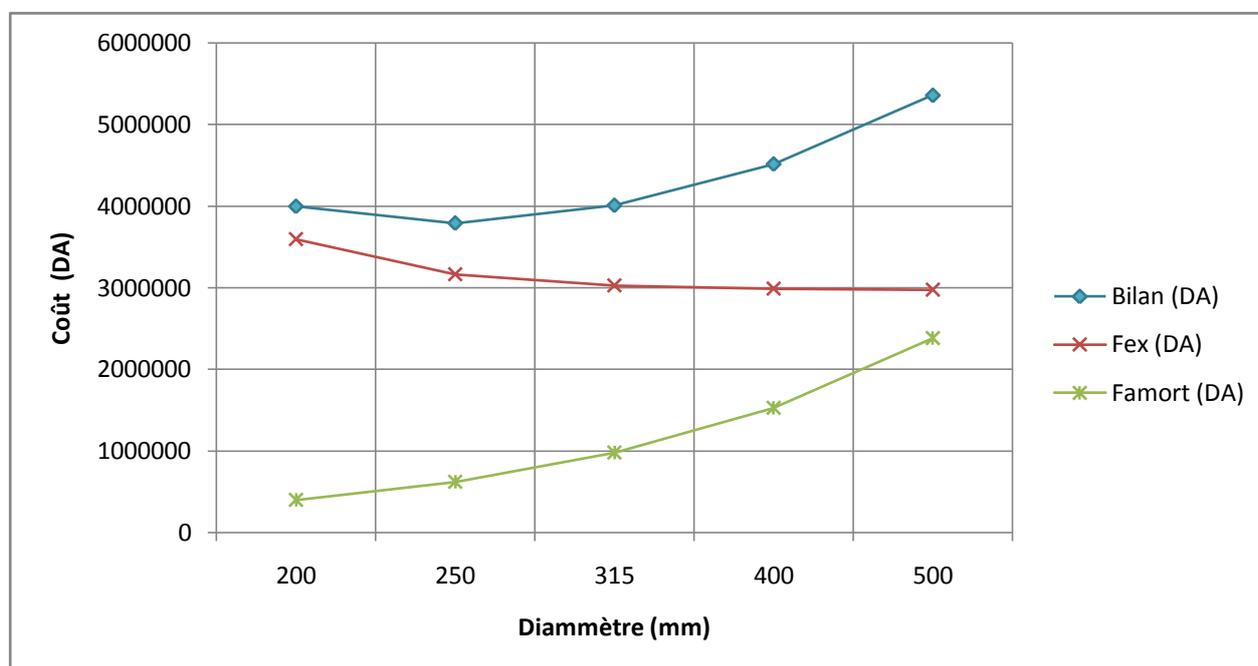
Diamètre (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F _{amort} (DA)
200	3364,46	1144	400674,887
250	5233,61	1144	623272,708
315	8215,49	1144	978385,99
400	12821,66	1144	1526936,62
500	19998,73	1144	2381656,76

Tableau VI.3: Calcul des frais d'exploitation du tronçon (SR-2x500m³ O.M)

Diamètre en (mm)	P (K Watt)	E (KWh/an)	F _{explo} (DA)
200	118,15	862483,13	3596554,65
250	104,10	759894,42	3168759,73
315	99,59	727035,54	3031738,2
400	98,21	716942,53	2989650,33
500	97,82	714114,08	2977855,72

Tableau VI.4: Bilan du tronçon (SR-2x500m³ O.M)

Diamètre (mm)	200	250	315	400	500
F _{explo} (DA)	3596554,65	3168759,73	3031738,2	2989650,33	2977855,719
F _{amort} (DA)	400674,8872	623272,708	978385,99	1526936,62	2381656,76
Bilan (DA)	3997229,54	3792032,44	4010124,19	4516586,95	5359512,474

**Figure VI.1 :** Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (SR-2x500m³ O.M)

Conclusion

Selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation, le diamètre économique est de 250 mm, avec une vitesse de 1,5 m/s et sur une longueur de 1144m.

VI.3.3 Dimensionnement de l'adduction (F.O.M- R.Reghada)

Le forage d'Ouled Makhlouf (F.O.M) se situe dans la localité d'Ouled Makhlouf. Il assure le remplissage du réservoir 500m³ de Reghada.

Le débit d'exploitation du forage (FOM) est calculé comme suit :

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

Q_{exp} : Débit d'exploitation (m³/s)

$Q_{\text{max},j}$: Débit maximum journalier (m³/j) ; $Q_{\text{max},j} = 1296 \text{ m}^3/\text{j}$

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

$$\text{A.N: } Q_{\text{exp},SP3} = \frac{1296}{20 * 3600} \Rightarrow Q_{\text{exp}, \text{fom}} = 18 \text{ L/s}$$

Le diamètre de la conduite moyennant la relation (VI.1) est tel que :

$$\text{A.N: } D = \sqrt{1,8 * 10^{-2}} \Rightarrow D = 0,134\text{m} \quad \text{donc : } \mathbf{D = 134 \text{ mm}}$$

Les résultats trouvés pour le calcul du diamètre économique de ce tronçon sont regroupés dans les tableaux suivants:

Tableau VI.5: Calcul de la Hmt du tronçon (F.O.M- R.Reghada)

Diamètre (mm)	Longueur (m)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	λ	ΔH_{lin} (m)	ΔH_{totale} (m)	Hg (m)	HMT (m)
90	1263	18	2,83	0,0135	77,11	84,82	128	212,82
110	1263	18	1,80	0,0129	27,17	29,89	128	157,89
125	1263	18	1,47	0,0126	13,99	15,39	128	143,39
160	1263	18	0,90	0,0120	3,88	4,27	128	132,27

Tableau VI.6: Calcul des frais d'amortissement du tronçon (F.O.M- R.Reghada)

Diamètre (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F _{amort} (DA)
90	694,24	1263	442353,48
110	1028,03	1263	688106,15
125	1291,05	1263	1080158,66
160	2109,40	1263	1685770,06

Tableau VI.7: Calcul des frais d'exploitation du tronçon (F.O.M- R.Reghada)

Diamètre en (mm)	P (K Watt)	E (KWh/an)	F _{explo} (DA)
90	45,83	334556,98	1395102,62
110	34,00	248204,60	1035013,18
125	30,88	225404,37	939936,24
160	28,48	207931,01	867072,30

Tableau VI.8: Bilan du tronçon (F.O.M- R.Reghada)

Diamètre (mm)	90	110	125	160
F _{explo} (DA)	1395102,62	1035013,18	939936,242	867072,296
F _{amort} (DA)	2339058,49	1373660,48	1116196,3	917023,141
Bilan (DA)	1837456,11	1723119,32	2020094,9	2552842,36

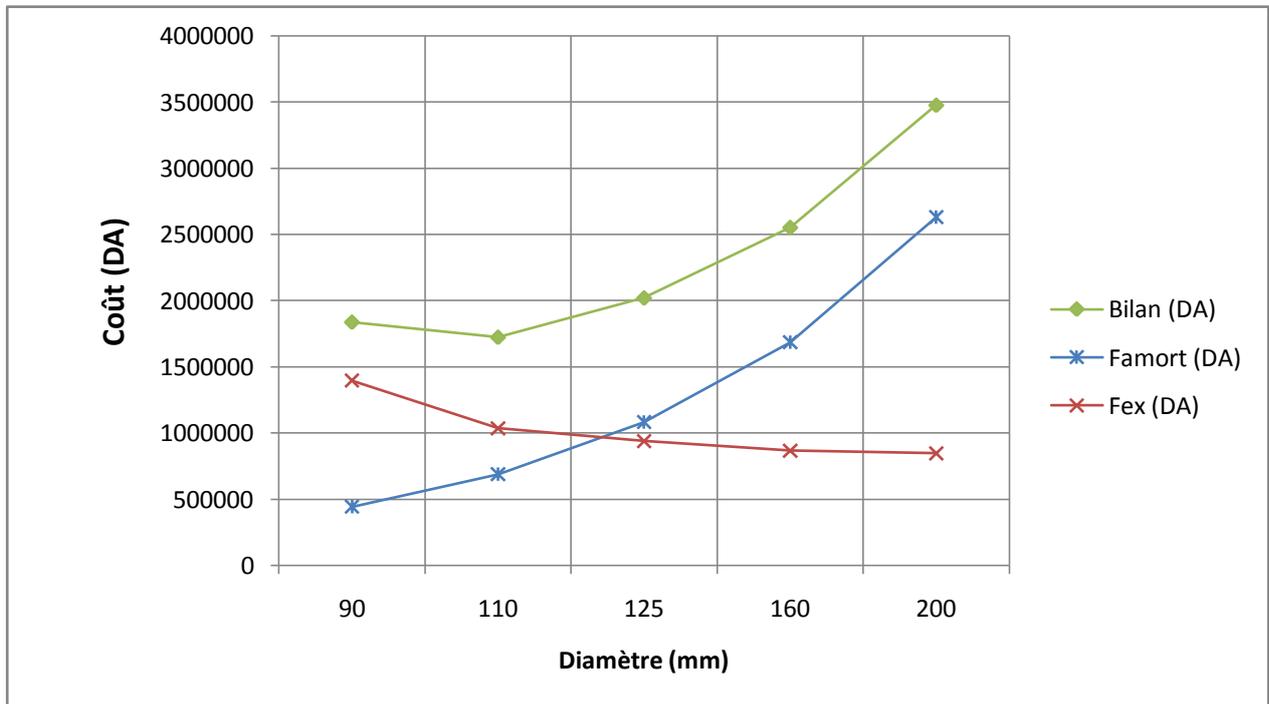


Figure VI.2 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (F.O.M- R.Reghada)

Conclusion

Selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation, le diamètre économique est de 110mm, avec une vitesse de 1,8 m/s et sur une longueur de 1263 m

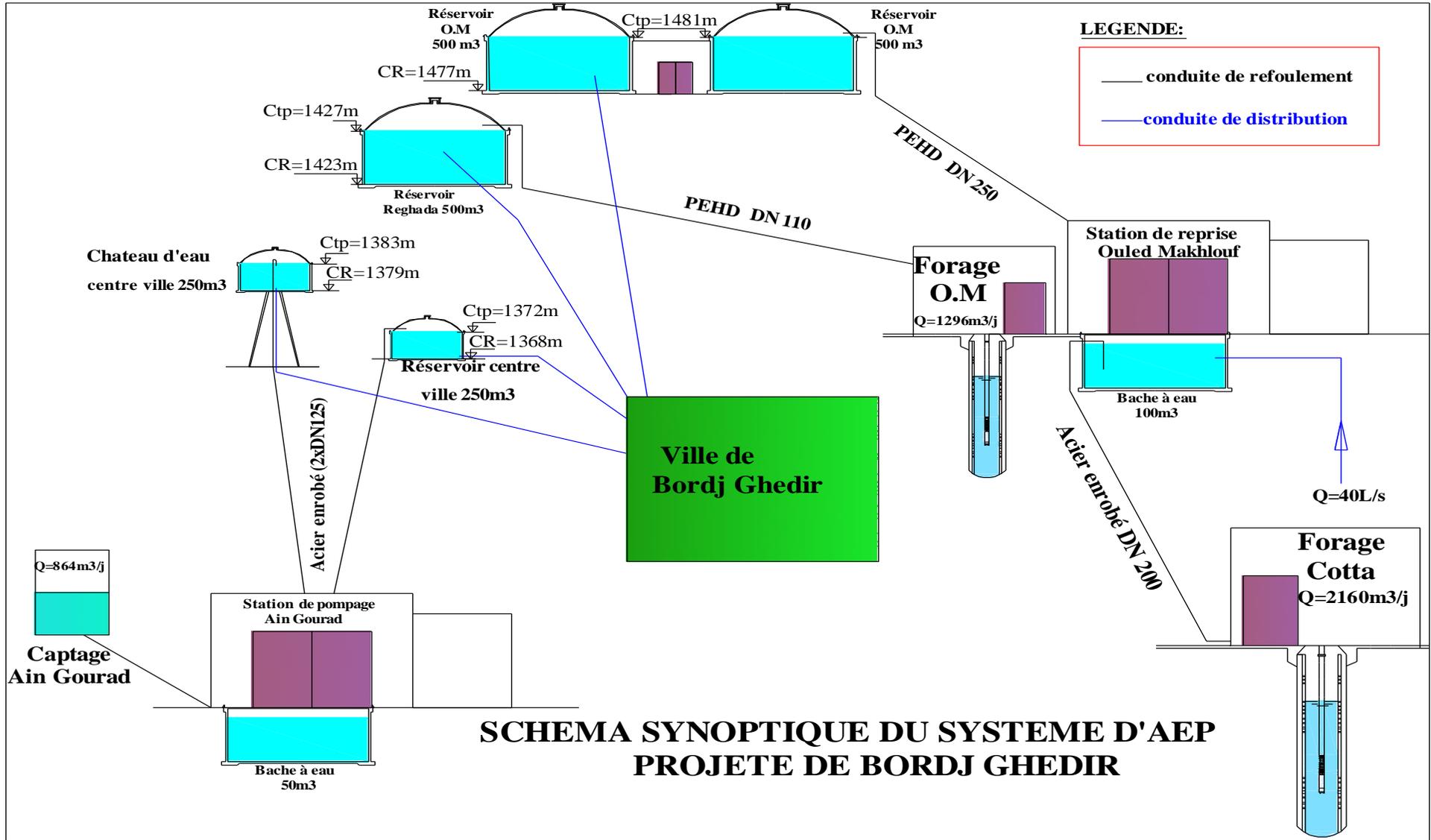


Figure VI.3 : Schéma synoptique du système d'AEP projeté de Bordj Ghedir

VI.4 Etude de pompage

L'étude de pompage nous permet de choisir la pompe idéale pour notre système d'adduction afin d'assurer le débit appelé et la hauteur manométrique demandée, à savoir la station de reprise d'ouled Makhlouf et le groupe électropompe immergé du forage.

a. Choix de l'emplacement de la station de pompage

L'emplacement ou bien le site où la station de reprise, on le garde le même afin de ne pas augmenter le coût du génie civil par projection d'un nouvel bâtiment de la station, aussi vu que la bache d'eau d'aspiration se situe juste au dessous de la station existante.

b. Choix du type de pompe

Les critères de choix du type de pompe sont :

- Assurer le débit appelé Q_{app} et la hauteur Hmt ;
- Meilleur rendement ;
- Vérifier la condition de non cavitation ;
- Encombrement et poids les plus faibles ;
- Vitesse de rotation la plus élevée ;
- Puissance absorbée minimale ;
- Etre fabriquée en série.

On opte pour les pompes ITALIE (pompes centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal) de marque **CAPRARI**.

En plus de ses avantages techniques et mécaniques, ce type de pompe nous assure le débit et la hauteur manométrique totale appelée avec une vitesse de rotation variant (1450-3500) tr/min

c. Choix du nombre de pompes

Les critères de choix du nombre de pompes sont :

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

Tableau VI.9: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre de la station de reprise

n	Q appelé (L/s)	Hmt appelée (m)	Type de pompe	η (%)	Vitesse (tr/min)	Poids (Kg)	P_{abs} (Kw)	(NPSH) _r (m)	\varnothing roue (mm)
1	77	113	PM 125/2E	73,5	2932	1300	132	4,27	132
2	38,5	113	PM100/2B	77,3	2830	752	75	4,18	100
3	25,7	113	PM 80/3B	74,7	2875	477	38	3,96	80

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

Remarque :

On opte pour un nombre de pompe de deux (02) en plus d'une (01) pompe de secours. Ces trois (03) pompes sont identiques de type **PM100/2B.CAPRARI**.

Tableau VI.10 : Caractéristique du groupe électropompe immergé du forage

n	Q appelé (L/s)	Hmt appelée (m)	Type de pompe	η (%)	Vitesse (tr/min)	Poids (Kg)	P_{abs} (Kw)	(NPSH) _r (m)	Nombre de cellules
1	18	158	E8S50/10A + MC850	75,8	2900	282	37	3,01	10

d. Courbes caractéristiques

Les courbes caractéristiques des pompes choisies sont montrées dans les fiches techniques dans les annexes.

- La pompe de type **PM100/2B** (courbe caractéristique, **annexe VI.2**)
- La pompe de type **E8S50/10A + MC850** (courbe caractéristique, **annexe VI.3**)

VI.5 Etude du coup de bélier [1], [4]

VI.5.1 Introduction

Le coup de bélier étant un cas particulier du régime transitoire, est un phénomène oscillatoire qui se manifeste dans les conduites entre deux régimes permanents.

On entend aussi sous le terme « coup de bélier » un écoulement non permanent du liquide accompagné des variations pratiquement sensibles de la pression qui peuvent devenir dangereuses pour la tuyauterie. Ces variations résultent d'une perturbation des conditions permanentes d'écoulement.

C'est le nom que l'on donne à une onde de choc hydraulique, lorsqu'un liquide non compressible comme l'eau, est stoppé net dans une canalisation. Autrement dit, c'est l'arrêt brutal de la circulation de l'eau lorsqu'un robinet (ou tout autre appareil) se ferme.

VI.5.2 Causes du coup de bélier

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

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

Remarque :

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

VI.5.3 Calcul des réservoirs d'air

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

Comme méthodes de calcul, on distingue :

- **Méthode de VIBERT**

La méthode de VIBERT donne de bons résultats pour les petites installations et risque de donner des volumes de réservoirs d'air, important dans le cas de grandes installations.

- **Méthode de BERGERON**

La méthode de BERGERON est la plus répandue, elle donne de bons résultats que ça soit pour les petites ou pour les grandes installations.

a. Dimensionnement des réservoirs d'air

On calculera la célérité d'onde à l'aide de la formule suivante (**B. SALAH**) :

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{K * 2 * a * (1 - \nu_m^2) * (1 - \nu_s)}{(1 - \nu_m^2) * a * E_s + E_m * e_m * (1 - \nu_s)}}} \quad (m/s) \quad \dots\dots\dots (VI.15)$$

Avec :

C: Célérité d'onde en (m/s)

K : Coefficient d'élasticité de l'eau ; $K = 2.07 * 10^9$ Pascal.

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

E_m : Module de Young du matériau de la conduite ; $E_m = 1.2 * 10^9$ pour PEHD.

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

ν_m : Coefficient de poisson du matériau. $\nu_m = 0,50$ (PEHD).

ν_s : Coefficient de poisson du sol entourant la conduite. $\nu_s = 0.33$

e_m : Epaisseur de la conduite (m). ($e_m = 0.0279\text{m}$ pour $\varnothing 250$) et ($e_m = 0.00123\text{m}$ pour $\varnothing 110$)

a : Rayon intérieur de la conduite (m).

Remarque :

Concernant les caractéristiques des matériaux et de sol, voir les annexes, (**Annexe VI.4**)

La charge tenant compte du coup de bélier:

$$Z = Hg + \frac{C * V_0}{g}$$

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

g: Accélération de pesanteur. (m/s²)

La charge statique absolue: $Z_0 = Hg + 10$

La charge maximale absolue:

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

On a:

$$\left. \begin{array}{l} \frac{Z_{\max}}{Z_0} \\ h_0 = \frac{V_0^2}{2 * g} \Rightarrow \frac{h_0}{Z_0} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Abaque de VIBERT} \Rightarrow \frac{U_0}{LS}; \frac{Z_{\min}}{Z_0} \text{ voir les annexes, (Annexe VI.5)}$$

$$U_0 = \frac{U_0}{L * S} * L * S$$

$$U_0 * Z_0 = U_{\max} * Z_{\min} \Rightarrow U_{\max} = \frac{U_0}{\frac{Z_{\min}}{Z_0}}$$

U_{\max} : volume du réservoir d'air.

Application

- **Les données de base**

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

Tableau VI.11: Les caractéristiques des différents tronçons de l'adduction de refoulement:

Adduction	Type de matériau	D (mm)	S (m ²)	V (m/s)	L (m)	Hg (m)
(SR-2x500m ³)	PEHD	250	0.0490	1,57	1144	106
(F.O.M-Reghada)	PEHD	110	0.0095	1,80	1263	128

- **Calcul de la célérité d'onde C**

Les résultats trouvés pour le calcul de la célérité d'onde C sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau VI.12: Calcul de célérité d'onde des différents tronçons de l'adduction de refoulement:

Adduction	K (Pa) (*10 ⁹)	ρ (Kg/m ³)	a (m)	ν_m	ν_s	E _s (Pa) (*10 ⁸)	E _m (Pa) (*10 ⁹)	e _m (m)	C (m/s)
(SR-2x500m ³)	1.2	1000	0.1942	0.5	0.33	2	1.2	0.02790	416,72
(F.O.M-Reghada)	1.2	1000	0.0845	0.5	0.33	2	1.2	0.00123	373.12

- **Calcul des capacités des différents réservoirs d'air**

Les résultats trouvés pour le calcul de volume des réservoirs d'air sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau VI.13: Calcul de volume des différents réservoirs d'air de l'adduction de refoulement:

Adduction	(S.R-2x500m ³)	(F.O.M-Reghada)
Z ₀ (m)	116	138
Z _{max}	183	207
V ₀ (m/s)	1,57	1,80
g (m/s ²)	9,81	9,81
h ₀	0,126	0,165
h ₀ /Z ₀	1,08x10 ⁻³	1,2x10 ⁻³
U ₀ / (L*s)	1,2x10 ⁻²	1,6x10 ⁻²
Z _{min} /Z ₀	0,67	0,70
U ₀ (m ³)	0,67	0,19
U _{max} (m ³)	1,00	0,27
Volume normalisé (litres)	1000	500

Conclusion

Dans cette partie nous avons redimensionné les conduites d'adduction et les stations de pompes de telle manière à assurer le débit nécessaire à l'agglomération pour l'horizon d'étude, on a fait aussi le calcul des réservoirs d'air des deux installations afin de les protéger contre le régime transitoire.

CHAPITRE VII
PROJECTION DU RESEAU POUR L'HORIZON 2030



CHAPITRE VII : PROJECTION DU RESEAU POUR L'HORIZON 2030

Introduction

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

VII.1 Classification des réseaux [7]

Un réseau de distribution peut avoir une forme ramifié ou une forme maillé ce qui est plus courant. Les principaux éléments d'un réseau sont les conduites, les branchements et les pièces spéciales (coudes, raccordements, vannes, compteurs, bouches d'incendie, ...etc.). Les conduites de distribution doivent suivre les rues de la ville et sont posées en terre, généralement, au niveau des accotements des chaussées et des routes (sous les trottoirs).

a. Réseau ramifié

Un réseau ramifié est un réseau tel que tout les points du réseau ne peut être alimenté que d'une seule façon. Ainsi, la caractéristique d'un réseau ramifié est que l'eau circule dans toute la canalisation dans un seul sens (des conduites principales vers les conduites secondaires, vers les conduites tertiaires...). En d'autres termes. Un réseau ramifié ne peut comporter qu'un seul nœud référence amont.

Ce réseau ne présente pas assez de souplesse à des modifications de débit et tout réseau initialement ramifié est modifié, au cours de l'exploitation ultérieure, par les nécessités des extensions imprévues et pour la sécurité de fonctionnement de certaines parties de réseau (en cas de casse d'une conduite principale, tous les abonnés situés à l'aval seront privés d'eau).

b. Réseau maillé

C'est le cas le plus fréquent en distribution. Le réseau maillé est l'assemblage de deux ou plusieurs réseaux ramifiés par des conduites qui permettent des échanges entre les réseaux et qui constituent de mailles (permettant une alimentation de retour).

Ainsi, chaque point du réseau peut être alimenté en eau de deux ou plusieurs cotés. Les petites rues sont toujours alimentées par des ramifications.

Ce type de réseaux présente les avantages suivant : plus de sécurité dans l'alimentation (en cas de casse d'une conduite, il suffit d'isoler et tous les abonnés situés à l'aval seront alimentés par les autres conduites) et une répartition plus uniforme des pressions et des débits dans tout le réseau. Il est par contre coûteux et plus difficile à calculer.

Eventuellement, on peut utiliser d'autres types de réseaux :

- Réseau mixte, qui est un réseau maillé comportant en cas de besoin quelques ramifications permettant d'alimenter quelques zones isolées de la ville (zones industrielles ou zones rurales).
- Réseau étagés, dans le cas où la topographie est très tourmentée.

Remarque : vu la configuration de notre zone, on a opté pour le réseau mixte.

VII.2 Hypothèses de calcul et de dimensionnement [7]

Les mêmes principes évoqués pour les conduites d'adductions s'appliquent aussi pour les réseaux de distribution : caractéristiques hydrauliques (pertes de charge linéaires et singulières, ligne piézométrique), diamètres économique, type de tuyaux, protection contre les coups de bélier, pose des conduites et accessoires (vannes, robinets, venteuses, pièces spéciales).

1. Débits

Une estimation aussi précise que possible, doit être faite des besoins en eau de l'agglomération à alimenter, on calcule aussi le débit pendant l'heure de pointe. Les conduites de distribution devront pouvoir transiter les plus forts débits, le calcul hydraulique des canalisations se fait donc avec le débit de pointe (pendant l'heure de pointe).

Eventuellement, il faut vérifier le comportement du réseau de distribution en cas d'incendie (heure de pointe et incendie). Le débit d'incendie à prévoir au point le plus défavorable du réseau et de $60\text{m}^3/\text{h}$ (soit environ 17 l/s).

2. Choix du diamètre

Dans les tronçons sur lesquels il est prévu l'installation de bouches d'incendie, le diamètre minimal à choisir sera de 100mm. Les vitesses de l'eau dans les canalisations de distributions doit être comprise 0,5 et 1,5 m/s. Les vitesses faibles favorisent le dépôt solide dans les canalisations. Les vitesses élevées risquent de favoriser les fuites et les coups de bélier, et de créer les cavitations et les bruits.

3. Pression

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

- Une charge minimale de 3m doit être prévue sur les orifices de puisage (robinets) les plus élevés (5 m dans le cas d'un chauffe-eau à gaz). En règle générale, la pression de service souhaitée au niveau de chaque point de distribution est d'environ 1bar (10 m.c.e).
- En vue de la bonne tenue des canalisations et des joints, il y a lieu d'éviter des pressions supérieures à 50 m (limitation des fuites et des bruits désagréables dans les installations intérieurs des 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.

En ce qui concerne les immeubles plus élevés, leurs propriétaires se trouvent dans l'obligation d'installer dans les sous-sols des groupes suppresseurs.

Les conduites équipées de bouches d'incendie devront pouvoir fournir en cas d'incendie une pression minimale au sol de 1 bar, en tout point du réseau de distribution.

VII.3 Calcul hydraulique du réseau de distribution pour l'horizon 2030

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

- cas de pointe.
- cas de pointe plus incendie.

VII.3.1 Détermination des débits

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

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

a. Cas de pointe

D'après les résultats du tableau III.16 (chapitre III) donnant la consommation horaire de notre agglomération, on constate que l'heure de pointe est entre 08h et 09h et égale à :

$$Q = 481,35 \text{ m}^3/\text{h}.$$

- Débit spécifique (q_{sp}) :

Il est donné par la relation :

$$q_{sp} = \frac{\sum Q_{route}}{\sum L_i} \dots\dots\dots(VII.1)$$

Avec : $\sum L_i = 27908 \text{ m}$. Donc on a : $Q_{sp} = \frac{481,35 \times 1000}{27908 \times 3600} = 0,0048 \text{ l/s/ml}$

• **Débit en route (Q_r) pour chaque tronçon**

Pour calculer ce débit on a utilisé l'expression suivante :

$$Q_r = q_{sp} \times L_i \dots\dots\dots(VII.2)$$

• **débits aux nœuds (Q_n)**

La formule utilisée est la suivante : $Q_{ni} = 0.5 \times \sum Q_r + \sum Q_{conc} \dots\dots\dots(VII.3)$

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

Les résultats du calcul des débits aux nœuds en cas de pointe sont représentés dans le tableau

Tableau VII.1 : Calcul des débits nodaux pour le réseau projeté

N° du nœud	Tronçon	Longueur (m)	$Q_{sp}(\text{l/s/ml})$	$Q_r (\text{l/s})$	$0.5 \sum Q_r (\text{l/s})$
J1	P-1	659,97	0,0048	3,1679	5,14
	P-97	371,33		1,7824	
	P-92	481,49		2,3112	
	P-121	628,95		3,0190	
J2	P115	169,11		0,8117	2,84
	P122	688,84		3,3064	
	P2	324,43		1,5573	
J3	P-100	307,75		1,4772	1,74
	P-116	229,67		1,1024	
	P-117	185,92		0,8924	
J4	P123	229,37		1,1010	1,37
	P118	73,28		0,3517	
	P4	269,33		1,2928	
J5	P1	659,97		3,1679	2,58
	P3	359,32		1,7247	
	P67	55,71		0,2674	
J6	P-124	36,61		0,1757	1,36
	P-2	324,43		1,5573	
	P-74	206,74		0,9924	
J7	P3	359,32		1,7247	1,53
	P4	269,33		1,2928	
	P5	10,86		0,0521	
J8	P5	10,86		0,0521	0,47
	P101	70,29		0,3374	
	P-8	328,48		1,5767	
	P30	193,97		0,9311	
J9	P-65	48,16		0,2312	1,32
	P9	100,98		0,4847	
	P-63	399,73		1,9187	
J10	P-39	50,33		0,2416	0,59
	P-79	95,47		0,4583	
	P-109	98,63		0,4734	

Tableau VII.1 : Calcul des débits nodaux pour le réseau projeté (Suite)

N° du nœud	Tronçon	Longueur (m)	$Q_{sp}(l/s.ml)$	$Q_r (l/s)$	$0.5\sum Q_r(l/s)$
J11	P-54	100,49	0,0048	0,4824	0,97
	P-6	124,24		0,5964	
	P-57	181,22		0,8699	
J12	P6	124,24		0,5964	0,73
	P-55	100,16		0,4808	
	P-43	78,88		0,3786	
J13	P-59	58,3		0,2798	0,72
	P-49	102,13		0,4902	
	P-44	140,69		0,6753	
J14	P-58	48,03		0,2305	1,01
	P-62	51,49		0,2472	
	P-7	323,01		1,5504	
J15	P-60	47,55		0,2282	1,05
	P-64	47,52		0,2281	
	P-66	342,01		1,6416	
J16	P-10	172,03		0,8257	1,20
	P8	328,48		1,5767	
J17	P-9	100,98		0,4847	
	P-10	172,03		0,8257	
	P-11	228,53		1,0969	
J18	P11	228,53		1,0969	1,51
	P12	110,95		0,5326	
	P-102	287,64		1,3807	
J19	P-12	110,95		0,5326	1,43
	P-13	244,29		1,1726	
	P-14	241,8		1,1606	
J20	P13	244,29		1,1726	0,59
J21	P-19	417,77		2,0053	3,04
	P-14	241,8		1,1606	
	P-15	606,14		2,9095	
J22	P15	606,14		2,9095	2,48
	P16	9,62		0,0462	
	P23	417,19	2,0025		
J23	P22	416,33	1,9984	1,18	
	P25	64,89	0,3115		
	P16	9,62	0,0462		
J24	P17	7,63	0,0366	0,67	
	P20	252,59	1,2124		
	P26	18,34	0,0880		
J25	P17	7,63	0,0366	1,02	
	P19	417,77	2,0053		
	P29	38,41	0,1844		
J26	P18	458,52	2,2009	1,10	
J27	P20	252,59	1,2124	1,19	
	P21	162,17	0,7784		
	P24	83,15	0,3991		
J28	P21	162,17	0,7784	0,39	
J29	P22	416,33	1,9984	1,00	
J30	P23	417,19	2,0025	1,00	
J31	P24	83,15	0,3991	0,20	
J32	P25	64,89	0,3115	0,20	
	P26	18,34	0,0880		

Tableau VII.1 : Calcul des débits nodaux pour le réseau projeté (Suite)

N° du nœud	Tronçon	Longueur (m)	$Q_{sp}(l/s.ml)$	$Q_r(l/s)$	$0.5\sum Q_r(l/s)$
J33	P30	193,97	0,0048	0,9311	0,56
	P29	38,41		0,1844	
J34	P-127	447,94		2,1501	1,51
	P-77	54,13		0,2598	
	P-151	128,32		0,6159	
J35	P-36	239,21		1,1482	1,79
	P-156	252,5		1,2120	
	P-133	17,02		0,0817	
	P-78	237,03		1,1377	
J36	P-31	195,31		0,9375	1,02
	P-76	128,31		0,6159	
	P-155	101,06		0,4851	
J37	P-31	195,31		0,9375	1,44
	P-32	293,21		1,4074	
	P-157	111,8		0,5366	
J38	P-32	293,21		1,4074	1,45
	P-33	267,25		1,2828	
	P-34	41,93		0,2013	
J39	P-33	267,25		1,2828	0,64
J40	P-34	41,93		0,2013	0,81
	P-35	169,29		0,8126	
	P-161	128,05		0,6146	
J41	P-160	168,65		0,8095	0,98
	P-162	241,34		1,1584	
J42	P-35	169,29		0,8126	1,33
	P-150	308,61		1,4813	
	P-136	75,39		0,3619	
J43	P-137	106,6		0,5117	1,72
	P-135	302,82		1,4535	
	P-142	96,54		0,4634	
	P-148	209,48	1,0055		
J44	P-144	194,42	0,9332	1,11	
	P-147	267,71	1,2850		
J45	P-146	108,61	0,5213	1,68	
	P-147	267,71	1,2850		
	P-38	325,48	1,5623		
J46	P-36	239,21	1,1482	1,76	
	P-37	169,23	0,8123		
	P-38	325,48	1,5623		
J47	P-37	169,23	0,8123	0,89	
	P-143	91,61	0,4397		
	P-146	108,61	0,5213		
J48	P-156	252,5	1,2120	0,99	
	P-158	21,5	0,1032		
	P-139	138,06	0,6627		
J49	P-135	302,82	1,4535	1,26	
	P-138	130,93	0,6285		
	P-141	90,72	0,4355		
J50	P-39	50,33	0,2416	1,85	
	P-40	85,5	0,4104		
	P-85	49,49	0,2376		
	P-113	584,75	2,8068		

Tableau VII.1 : Calcul des débits nodaux pour le réseau projeté (Suite)

N° du nœud	Tronçon	Longueur (m)	$Q_{sp}(l/s.ml)$	$Q_r(l/s)$	$0.5\sum Q_r(l/s)$
J51	P-40	85,5	0,0048	0,4104	0,64
	P-41	105,02		0,5041	
	P-46	75,16		0,3608	
J52	P-41	105,02		0,5041	0,83
	P-42	105,86		0,5081	
	P-48	135,96		0,6526	
J53	P-42	105,86		0,5081	0,84
	P-45	100,87		0,4842	
	P-51	143,52		0,6889	
J54	P-43	78,88		0,3786	0,77
	P-44	140,69		0,6753	
	P-45	100,87		0,4842	
J55	P-46	75,16		0,3608	0,52
	P-47	95,85		0,4601	
	P-84	45,43		0,2181	
J56	P-47	95,85		0,4601	0,81
	P-48	135,96		0,6526	
	P-50	106,76		0,5124	
J57	P-49	102,13		0,4902	0,85
	P-50	106,76		0,5124	
	P-51	143,52		0,6889	
J58	P-52	214,11		1,0277	1,33
	P-108	100		0,4800	
	P-111	240,79		1,1558	
J59	P-52	214,11		1,0277	0,98
	P-107	94,79		0,4550	
	P-109	98,63		0,4734	
J60	P-53	184,53		0,8857	0,91
	P-105	99,18	0,4761		
	P-107	94,79	0,4550		
J61	P-53	184,53	0,8857	0,93	
	P-106	104,6	0,5021		
	P-108	100	0,4800		
J62	P-54	100,49	0,4824	0,86	
	P-56	153,79	0,7382		
	P-106	104,6	0,5021		
J63	P-55	100,16	0,4808	0,85	
	P-56	153,79	0,7382		
	P-105	99,18	0,4761		
J64	P-57	181,22	0,8699	1,31	
	P-58	48,03	0,2305		
	P-61	318,6	1,5293		
J65	P-59	58,3	0,2798	1,02	
	P-60	47,55	0,2282		
	P-61	318,6	1,5293		
J66	P-62	51,49	0,2472	1,90	
	P-63	399,73	1,9187		
	P-66	342,01	1,6416		
J67	P-64	47,52	0,2281	1,05	
	P-65	48,16	0,2312		
	P-66	342,01	1,6416		
J68	P-67	55,71	0,2674	0,99	
	P-68	303,29	1,4558		
	P-69	53,23	0,2555		

Tableau VII.1 : Calcul des débits nodaux pour le réseau projeté (Suite)

N° du nœud	Tronçon	Longueur (m)	$Q_{sp}(l/s.ml)$	$Q_r (l/s)$	$0.5\sum Q_r(l/s)$
J69	P-68	303,29	0,0048	1,4558	0,73
J70	P-69	53,23		0,2555	0,48
	P-70	65,54		0,3146	
	P-73	83,31		0,3999	
J71	P-70	65,54		0,3146	0,89
	P-71	177,59		0,8524	
	P-72	129,39		0,6211	
J72	P-71	177,59		0,8524	0,43
J73	P-72	129,39		0,6211	0,31
J74	P-73	83,31		0,3999	1,07
	P-74	206,74		0,9924	
	P-75	154,56		0,7419	
J75	P-75	154,56		0,7419	0,37
J76	P-76	128,31		0,6159	0,67
	P-77	54,13		0,2598	
	P-152	94,9		0,4555	
J77	P-114	371,71		1,7842	1,26
	P-128	65,52		0,3145	
	P-129	86,52		0,4153	
J78	P-114	371,71		1,7842	1,50
	P-151	128,32		0,6159	
	P-154	123,81		0,5943	
J79	P-78	237,03		1,1377	1,21
	P-155	101,06		0,4851	
	P-159	167,95		0,8062	
J80	P-79	95,47		0,4583	0,93
	P-110	51,09		0,2452	
	P-111	240,79		1,1558	
J81	P-80	47,56		0,2283	0,45
	P-83	89,62		0,4302	
	P-110	51,09		0,2452	
J82	P-80	47,56		0,2283	0,84
	P-81	193,9		0,9307	
	P-104	109,78	0,5269		
J83	P-82	184,02	0,8833		
	P-104	109,78	0,5269		
J84	P-81	193,9	0,9307	0,47	
J85	P-82	184,02	0,8833		
J86	P-83	89,62	0,4302	0,22	
J87	P-84	45,43	0,2181	0,26	
	P-85	49,49	0,2376		
	P-86	13,99	0,0672		
J88	P-86	13,99	0,0672	0,29	
	P-87	61,41	0,2948		
	P-88	45,56	0,2187		
J89	P-87	61,41	0,2948	0,15	
J90	P-88	45,56	0,2187	0,38	
	P-89	70,65	0,3391		
	P-90	43,34	0,2080		
J91	P-89	70,65	0,3391	0,17	
J92	P-90	43,34	0,2080	0,22	
	P-91	47,07	0,2259		
J93	P-91	47,07	0,2259	0,11	

Tableau VII.1 : Calcul des débits nodaux pour le réseau projeté (Suite)

N° du nœud	Tronçon	Longueur (m)	$Q_{sp}(l/s.ml)$	$Q_r(l/s)$	$0.5\sum Q_r(l/s)$
J94	P-92	481,49	0,0048	2,3112	2,25
	P-93	413,68		1,9857	
	P-95	43,21		0,2074	
J95	P-93	413,68		1,9857	0,99
J96	P-94	417,31		2,0031	1,39
	P-95	43,21		0,2074	
	P-96	117,77		0,5653	
J97	P-96	117,77		0,5653	0,28
J98	P-97	371,33		1,7824	2,69
	P-98	139,8		0,6710	
	P-99	611,76		2,9364	
J99	P-98	139,8		0,6710	0,34
J100	P-99	611,76		2,9364	1,47
J101	P-101	70,29		0,3374	1,21
	P-102	287,64	1,3807		
	P-103	148,1	0,7109		
J102	P-103	148,1	0,7109	0,36	
J103	P-113	584,75	2,8068	1,40	
J104	P-115	169,11	0,8117	1,15	
	P-116	229,67	1,1024		
	P-119	78,97	0,3791		
J105	P-117	185,92	0,8924	1,10	
	P-118	73,28	0,3517		
	P-120	199,32	0,9567		
J106	P-119	78,97	0,3791	1,08	
	P-120	199,32	0,9567		
	P-125	171,2	0,8218		
J107	P-121	628,95	3,0190	3,16	
	P-122	688,84	3,3064		
J108	P-123	229,37	1,1010	1,05	
	P-124	36,61	0,1757		
	P-125	171,2	0,8218		
J109	P-126	130,54	0,6266	1,39	
	P-127	447,94	2,1501		
J110	P-128	65,52	0,3145	0,61	
	P-130	98,55	0,4730		
	P-132	91,33	0,4384		
J111	P-129	86,52	0,4153	0,61	
	P-131	70,1	0,3365		
	P-153	99,07	0,4755		
J112	P-130	98,55	0,4730	0,89	
	P-131	70,1	0,3365		
	P-134	200,66	0,9632		
J113	P-132	91,33	0,4384	0,74	
	P-133	17,02	0,0817		
	P-134	200,66	0,9632		
J114	P-136	75,39	0,3619	1,07	
	P-137	106,6	0,5117		
	P-138	130,93	0,6285		
	P-140	132,14	0,6343		

Tableau VII.1 : Calcul des débits nodaux pour le réseau projeté (Suite et fin)

N° du nœud	Tronçon	Longueur (m)	$Q_{sp}(l/s.ml)$	$Q_r (l/s)$	$0.5\sum Q_r(l/s)$
J115	P-139	138,06	0,0048	0,6627	0,87
	P-140	132,14		0,6343	
	P-141	90,72		0,4355	
J116	P-142	96,54		0,4634	1,03
	P-143	91,61		0,4397	
	P-145	242,68		1,1649	
J117	P-144	194,42		0,9332	1,30
	P-145	242,68		1,1649	
	P-149	103,33		0,4960	
J118	P-148	209,48		1,0055	1,49
	P-149	103,33		0,4960	
	P-150	308,61		1,4813	
J119	P-152	94,9		0,4555	0,76
	P-153	99,07	0,4755		
	P-154	123,81	0,5943		
J120	P-157	111,8	0,5366	0,72	
	P-158	21,5	0,1032		
	P-159	167,95	0,8062		
J121	P-160	168,65	0,8095	0,90	
	P-163	208,23	0,9995		
J122	P-161	128,05	0,6146	1,39	
	P-162	241,34	1,1584		
	P-163	208,23	0,9995		

b. Cas de pointe plus incendie

Pour ce cas, c'est le même calcul que le cas de pointe mais on doit s'assurer que le débit nécessaire qui est de **17L/s** donné par le réservoir se trouve au point le plus défavorable c.à.d. au nœud **J58** de cote de terrain **1382,28m**.

Dans ce cas le débit d'incendie sera considéré comme un débit concentré

$$\text{Donc : } Q_{ni} = 0,5 * \sum Q_r + Q_{cc} \dots\dots\dots(VII.4)$$

Donc la demande au niveau des nœuds reste inchangé (la même que celle dans le cas de pointe) sauf au nœud **J58** qui devient :

$$Q_{N^{\circ}58} = 1,33 + 17 = 18,33 \text{ L/s}$$

VI.4. Résultat de la simulation

Voir les figures et les tableaux représentés dans les annexes (Annexe VII.1 et Annexe VII.2) pour les deux cas : Cas de pointe et Cas de pointe + incendie.

Conclusion

La projection du réseau à l'horizon d'étude 2030 dans notre agglomération nous a permis de satisfaire les besoins des abonnés, du point de vue pression qui est comprise entre 10 à 60 m, et les vitesses qui sont généralement dans la fourchette 0,5 à 1,5 m/s, ces satisfactions vont permettre au réseau d'éviter les problèmes de dépression et surpression, ainsi que les phénomènes d'entartrage et le dépôt dans les conduites.

CHAPITRE VIII
POSE DE CANALISATIONS ET ACCESSOIRES



CHAPITRE VIII : POSE DE CANALISATIONS ET ACCESSOIRES

Introduction

Les canalisations destinées au transport de l'eau sous pression se composent de tuyaux droits cylindriques et d'éléments de raccordement appelés pièces spéciales (coudes, brides, réductions).

Les principaux matériaux utilisés pour la fabrication des tuyaux sont : la fonte et la fonte ductile, l'acier, les matières plastiques, le béton armé ou non armé et le béton précontraint.

VIII.1 pose de canalisations

Les canalisations sont généralement posées en tranchée à l'exception de certains cas où elles sont posées sur sol à condition d'être rigoureusement entretenues et protégées. Le principe de pose de la canalisation est pratiquement le même, par contre le mode de pose est variable d'un terrain à l'autre ceci dans le fait 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.

a. Pose selon la nature de terrain

Dans notre projet, la pose de canalisation est ordinaire vu que le sol de l'agglomération ne présente pas d'anomalie (pas de rivière...etc.). Dans un terrain ordinaire, la canalisation est posée dans une tranchée ayant une largeur minimale de 60 cm et une profondeur de telle façon à recevoir le lit de pose (Sable), la conduite et l'épaisseur du remblai (80 cm minimum). Le fond de la tranchée est garni d'un lit de sable de 10 à 20 cm d'épaisseur au minimum, destiné à constituer un matelas élastique au dessous du tuyau. Avant la mise en fouille, on procède à un triage des conduites de façon à écarter celles qui ont subi de chocs, fissuration... etc. Après cela, on pratique la descente en lit soit manuellement soit mécaniquement d'une façon plus lente. Le remblaiement doit être fait par couche de 20 à 30 cm exempts de pierres et bien pilonné, et sera par la suite achevé avec des engins.

b. Pose selon la nature des conduites

Pour notre projet, comme les canalisations sont en polyéthylène haute densité (PEHD), l'enfouissement à la charrue est interdit, sauf dérogations expresses. Si le cintrage a lieu suivant une courbure de diamètre compris entre 06 à 16 fois le diamètre extérieur du tuyau, il doit s'effectuer à chaud ; de plus fortes courbures sont à proscrire. En cas de pose pendant les journées chaudes, le serrage de jonctions extrême des canalisations et le remblaiement ne doivent avoir lieu qu'aux heures fraîches, de préférence dans la matinée.

On peut également classer les tuyaux en fonction des types de raccordement utilisés selon trois grandes familles.

Raccordement par emboîtement : il y a en général alors un joint assurant l'étanchéité. Les tuyaux en fonte, PVC, béton à âme tôle, PRV sont de ce type. Ces raccordements impliquent presque toujours une surépaisseur par rapport au diamètre extérieur du tuyau ; les techniques de pose par fonçage ou forage ne sont alors pas toujours possibles.

Raccordement par soudure : ces techniques sont réservées aux Polyéthylènes (électro-soudages par manchon ou « au miroir »), à l'acier parfois, à la partie acier des bétons à âme tôle. En raison de la surépaisseur du manchon, le PE soudé de cette façon se prête mal également aux forages et fonçages.

Raccordement par collage : le PVC en petits diamètres peut également être assemblé par collage. Les tuyaux se présentent le plus souvent en longueurs droites de 6 m, sauf pour les PE qui se présentent en tourets de plusieurs centaines de mètres selon le diamètre. Cette dernière présentation facilite leur utilisation en fonçage ou forage pour les diamètres de 100 à 400 mm.

c. Traversées des routes

Nous avons dans notre projet la traversée de plusieurs routes. En raison des charges supportées, qui peuvent amener des ruptures et par conséquent des infiltrations nuisibles au niveau des conduites et des routes, les traversées de routes doivent être limitées dans la mesure du possible. Dans le cas où on n'a pas d'autres alternatives, on doit faire la pose des conduites dans une gaine (buse de diamètre supérieur dans laquelle la conduite est introduite), dans le double but de protéger la canalisation contre les chocs et les vibrations, et d'évacuer l'eau provient des fuites éventuelles

hors de la chaussée. D'autre part, la profondeur d'enfouissement doit être au minimum d'un mètre sous la chaussée (0,70 m sous accotement). Enfin, le remblaiement et la reconstitution de la chaussée doivent être exécutés avec soin.

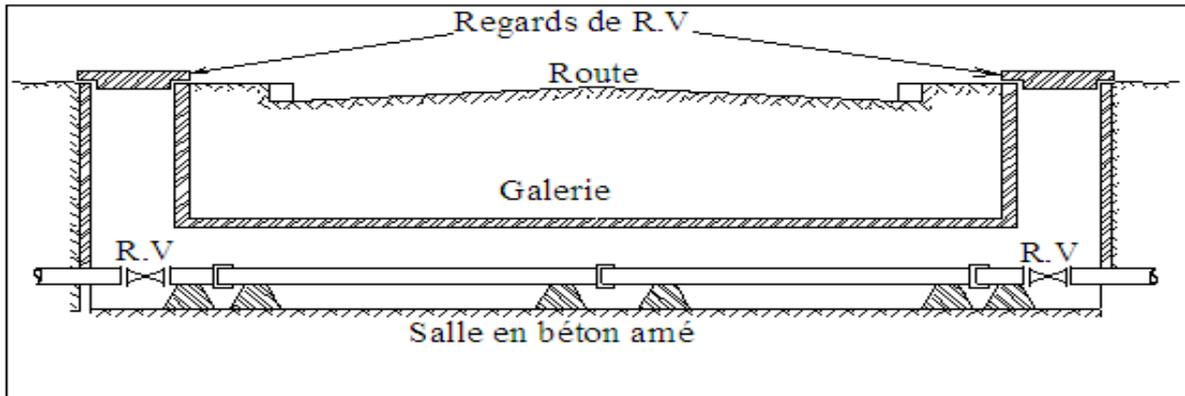


Figure VIII.1 : Pose de conduite en galerie

d. Traversée des Oueds

La pose de canalisations à la traversée d'un oued demande certains travaux spécial en fonction de l'état de la traversé. L'existence d'un pont-route suivra également de support de la canalisation .Dans le cas où le pont-route n'existe pas, on va choisir le traversé aérienne.

Le franchissement aérien des oueds est assuré par l'implantation des piliers au niveau de lit d'oued. Les piliers seront dimensionnés d'une manière à supporter les charges appliquées par la conduite.

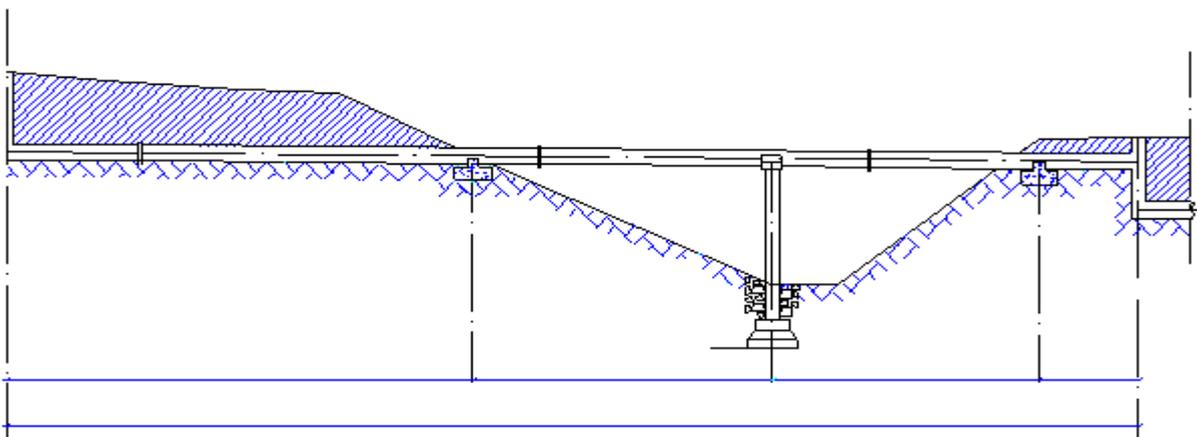


Figure VIII.2 : Traversée d'un Oued

VIII.2 Exécution des travaux de pose des canalisations [5]

a. Travaux préliminaires

Avant de commencer les travaux de pose, on doit procéder aux opérations de piquetage et de jalonnement qui permettent :

- De matérialiser sur le terrain le tracé et le profil en long de canalisation.
- De reporter la position de tous les ouvrages enterrés (réseaux d'assainissement, câbles électriques et PTT, canalisation de gaz). Pour un repérage précis, il faut exécuter des sondages de reconnaissance perpendiculairement aux lieux des canalisations indiquées sur les plans du projet.

La vérification et la manutention des canalisations (Les quantités, L'aspect et le contrôle de l'intégrité, Le marquage en cas de défaut) sont des étapes nécessaires avant la mise en pose des conduites.

b. Excavation des tranchées

Selon les caractéristiques du terrain l'excavation sera réalisée mécaniquement. La profondeur minimale de la tranchée à excaver est de 1 m pour :

- Garder la fraîcheur de l'eau pendant les grandes chaleurs.
- Ne pas gêner le travail de la terre (exploitation).
- Protéger la canalisation contre le gel.

La largeur de la tranchée doit être tel qu'un homme peut 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 l'écoulement naturel des eaux d'infiltrations.

L'excavation nécessite la détermination de plusieurs paramètres tels que :

b.1 Profondeur de la tranchée (H_{tr})

Les tranchées sont établies en chaque point à la profondeur indiquée au profil en long, en générale la profondeur est donnée par la relation suivante :

$$H_{tr} = D+h+e \text{ (m)} \dots\dots\dots \text{(VIII.1)}$$

D : Diamètre de la conduite (m) ;

h : Hauteur de la génératrice supérieure de conduite à la surface du sol, elle est variée entre 80 et 120cm.

e : Epaisseur du lit de pose ($e = 0,2$ m).

b.2 Largeur de la tranchée (b)

La largeur de la tranchée est évidemment en fonction du diamètre de la conduite. Elle varie aussi selon la nature du sol, le matériau constituant la conduite, le type de joint et les conditions de pose. La tranchée devra présenter en son fond une largeur au moins égale au diamètre extérieur du tuyau avec 30 cm d'espacement sur chaque côté de la conduite.

Avec : $b = D+0,6$ (m) (VIII.2)

➤ **b** : Largeur de la tranchée (m).

➤ **D** : Diamètre de la conduite (m).

b.3 Choix du coefficient du talus (m)

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

Tableau VIII.1: Choix du coefficient du talus

Sols	Profondeur de la tranchée	
	jusqu'à 1.5 m	jusqu'à 3m
Sable	m=0,5	m=1
Limon sableux	m=0,25	m=0,67
Limon argileux	m=0	m=0,5

Dans notre cas le sol est limon argileux d'où le coefficient de talus $m = 0$.

b.4 Section de la tranchée (S_{tr})

Les sections des tranchées sont en forme rectangulaire dont l'aire est donnée par la formule :

$$S_{tr} = H_{tr} \times b \quad (m^2) \dots\dots\dots (VIII.3)$$

- H_{tr} : Profondeur total de la tranchée (m).
- b : Largeur du fond de la tranchée (m).

c. Aménagement du lit de sable

Le lit de pose a pour fonction première d'assurer une répartition uniforme des charges sur la zone d'appui, il y a donc lieu de poser les tuyaux de manière à ce qu'il n'y ait ni appui linéaire, ni appui ponctuel. Avant la pose des conduites on procède aux opérations suivantes :

- Eliminer les grosses pierres sur les talus de la tranchée.
- Respecter les côtes du profil en long.
- Nivelier soigneusement le fond de la tranchée.
- Etablir une suite le fond de la fouille en confectionnant un lit de pose (Sable).

d. Mise en place des canalisations

La mise en place des conduites répond aux opérations suivantes :

- Les éléments sont posés à partir de l'aval et l'emboîture des tuyaux est dirigée vers l'amont.
- Chaque élément doit être posé avec précaution dans la tranchée et présenté dans l'axe de l'élément précédemment posé.
- Réaliser un fond de fouille bien rectiligne pour que les tuyaux y reposent sur toute leur longueur et éliminer les grosses pierres sur les talus de la tranchée.
- Creuser le fond de fouille à côté de l'emboîtement de façon à éviter que celui-ci ne se pose pas sur le sol.
- Réaliser si possible un appui de manière à ce que le tuyau repose sur un arc égal au moins au quart de sa circonférence extérieure.

e. Remblaiement de la tranchée

Un remblayage de qualité est nécessaire pour assurer, d'une part la transmission régulière des charges sur la canalisation et d'autre part sa protection contre tout dégât lors de l'exécution des remblais supérieurs. Le matériau utilisé est généralement similaire à celui mis en œuvre pour l'enrobage du tuyau. Le remblaiement est réalisé par couches successives dont l'épaisseur est déterminée en fonction de l'engin de damage ($<0,3\text{m}$), en tenant compte de la nature du remblai, afin de garantir une compacité optimale et régulière durant cette opération les tuyaux ne devront subir aucun dommage.

Pour cette raison, l'utilisation d'engins de compactage moyens ou lourds n'est admissible qu'à partir d'une hauteur de couverture de 1m. Par ailleurs dans le cas de faible couverture des tuyaux, la circulation des véhicules ainsi que le stockage des déblais des tranchées sont interdits sur le tracé de la canalisation.

VIII.2 Accessoires du réseau

VIII.2.1 Équipement du réseau de distribution

❖ Type de canalisation

Le réseau de distribution sera constitué d'un assemblage de tuyaux en PVC et PEHD, les diamètres utilisés varient entre 50mm et 250 mm.

VIII.2.2 Appareils et accessoires du réseau [10]

Les accessoires qui devront être utilisés pour le réseau de distribution sont les suivants :

a. Vanne de régulation (multifonction)

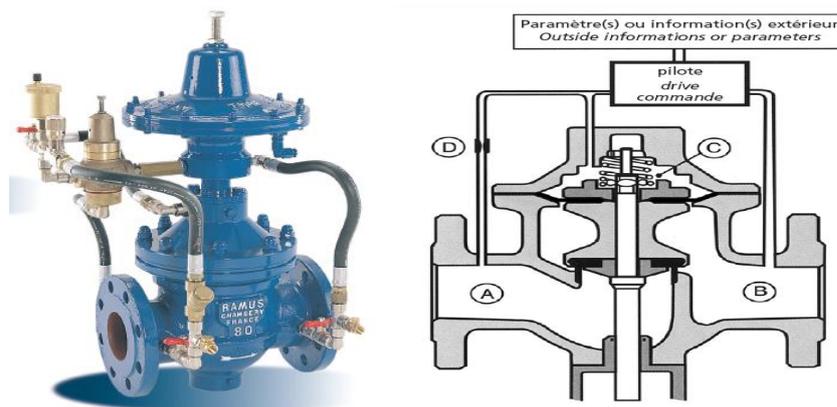


Figure VIII.3 : Vanne de régulation

❖ Principe de fonctionnement

La Chambre "C" est alimentée par l'amont. Cette alimentation est freinée par un diaphragme "D".

Les pilotes en régulant l'échappement de la chambre modifient l'ouverture de l'appareil.

A partir du même ensemble de base on peut réaliser plusieurs fonctions, par modification de la partie commande.

❖ Utilisations les plus courantes

- Régulateur amont
- Régulateur aval
- Régulateur amont/aval
- Robinet altimétrique
- Robinet altimétrique/régulateur amont
- Régulateur de débit

❖ Avantages

- Fonction modifiable sans dépose de l'appareil
- Ne nécessite aucun apport d'énergie extérieure
- Etanchéité parfaite à débit nul

b. Vanne à papillon

Figure VIII.4 : Vanne à papillon

- Organe de sectionnement et de régulation adapté spécialement au transit de tous fluides courants.
- Etanchéité totale et permanente dans les deux sens d'écoulement, par manœuvre au quart de tour.
- Raccordement adapté à tous les gabarits de brides normalisées.
- Fixation aisée en extrémité de canalisation par brides normalisées pour sectionnement temporaire du circuit.
- Protection du corps et de l'axe de manœuvre grâce à sa bague d'étanchéité assurant l'isolement total avec le fluide transité.
- Construction simple, robuste et éprouvée, garantissant un fonctionnement parfait et durable sans entretien dans de nombreux domaines d'utilisation

c. Vanne à survitesse



Figure VIII.5 : Vanne à survitesse

❖ Fonction

Les vannes de survitesse sont destinées à couper le débit dans les canalisations sur lesquelles elles sont installées lorsqu'une rupture se produit à l'aval. L'accroissement de la vitesse du fluide qui en résulte entraîne la fermeture irréversible de la vanne, évitant ainsi les dégâts d'inondation ou la vidange des réservoirs.

❖ Avantages

- La fermeture est automatique. Elle s'obtient sans apport d'énergie extérieure. Elle peut être télécommandée.
- La vitesse de fermeture est réglable. La vanne peut être équipée d'un système à 2 vitesses de fermeture.
- Etanchéité maximum.
- Modification possible du seuil de déclenchement en cours d'exploitation.

d. Robinet altimétrique



Figure VIII.6 : Robinet altimétrique

❖ Fonction

- Maintient une hauteur d'eau constante et réglable dans un réservoir.
- L'appareil se ferme lorsque le niveau d'eau dans le réservoir atteint le niveau de remplissage réglé.
- Ouverture complète après que le niveau d'eau soit descendu d'environ 15 centimètres

❖ Avantages

- Etanchéité parfaite à la fermeture
- Facilité d'installation et Entretien réduit.
- Dispositif de limitation de débit permettant de relever la ligne piézométrique.
- Simplicité de réglage et de la modification du niveau de remplissage.
- Nettoyage et remplacement des étanchéités sans dépose de l'appareil.
- Précision du niveau de remplissage.

e. Robinet à opercule

Figure VIII.7 : Robinet à opercule

❖ Fonction

Sectionner tout transit d'eau potable et d'eau brut à l'aide d'un couple de manœuvre faible.

❖ Avantage

- Parfaite vanne fermée : compression de l'élastomère de l'opercule.
- Un palier d'étanchéité démontable sous pression assure l'étanchéité vers l'extérieur et interdit l'entrée de corps étrangers.

- Les vis de fixation du corps et du couvercle sont à têtes noyées recouvertes d'une protection plastique.
- Opercule surmoulé élastomère.
- Vis de manœuvre en acier inoxydable.
- Pas d'accumulation de corps étrangers sous l'opercule.

f. Appareil de régulation à membrane

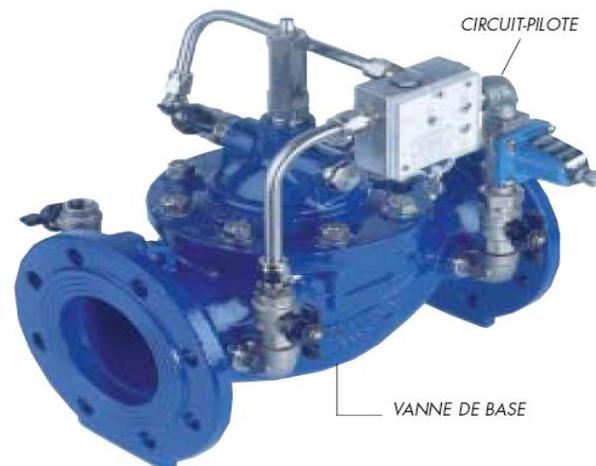


Figure VIII.8 : Appareil de régulation à membrane

L'appareil de régulation automatique est constitué d'une vanne de base à membrane et d'un circuit-pilote. La vanne de base simple robinet à soupape modifiée, est commandée par une chambre, isolée du corps de la vanne par une membrane, dont les variations de volume actionnent le clapet. Le circuit-pilote comprend un organe de contrôle centralisé multifonctions. Vanne de base et pilotes sont actionnées par l'énergie hydraulique du fluide.

❖ Principales fonctions

- Sectionnement automatique.
- Régulation de pression.
- Limitation de débit.
- Régulation de niveau.
- Fermeture par sur vitesse.

f. Joint de démontage**Figure VIII.9 : Joint de démontage**

Il se compose de 2 brides extérieures pour la reprise sur la conduite et d'une bride serre-joint assurant l'étanchéité dans toutes les positions intermédiaires.

❖ Fonction

- Le joint de démontage auto-buté est un organe, dont la conception permet d'assurer sous un encombrement minimum un montage réglable ou un démontage aisé en cas de dépose de matériel de canalisation ou de robinetterie.
- Il peut transmettre toute la poussée axiale de la conduite grâce à leur rigidité assurée par les tirants traversant.

g. Robinet vanne

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 ainsi de régler les débits, leur manœuvre s'effectue à partir du sol au moyen d'une clé dite « béquille »

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

**Figure VIII.10 : Robinet vanne**

h. Bouche 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.



Figure VIII.11 : Poteau d'incendie

i. Clapets

Ils sont destinés à empêcher la circulation en retour, leur emploi est général dans les stations de pompage où ils sont souvent disposés à la sortie même des pompes, entre celles-ci et les robinets de sectionnement. On en trouve également sur les canalisations de distribution.



Figure VIII.12 : Clapet anti retour

j. Ventouses**Figure VIII.13 : Venteuse**

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. Les ventouses ont pour formation spéciale l'alimentation des poches d'air dans la canalisation des conduites en cas de vidange par pénétration d'air.

k. Robinets de vidange

Ce sont des robinets placés aux endroits des points les plus bas du réseau de distribution pour permettre la vidange qui sera posé à l'intérieur d'un regard en maçonnerie.

l. Pièces spéciales de raccordement

1. **Tés** : utilisés pour le raccordement des canalisations secondaires sur la canalisation principale.
2. **Coudes** : utilisés en cas de changement de direction.
3. **Cônes de réduction** : ce sont des organes de raccord en cas de changement de diamètre.

**Figure VIII.14 : Pièces spéciales**

Conclusion

Connaitre les différents accessoires d'un système d'alimentation en eau potable et leurs emplacements ; le mode de pose des canalisations au niveau des chantiers et les engins à utiliser, faisant une partie dans la vie professionnel d'un futur ingénieur.

CHAPITRE IX
PROTECTION ET SECURITE DE TRAVAIL



CHAPITRE IX : PROTECTION ET SECURITE DE TRAVAIL

Introduction

Tous les accidents sont cause de souffrances pour la victime; beaucoup plongent la famille de celle-ci dans l'angoisse; surtout lorsqu'ils sont mortels ou qu'ils ont pour conséquence une incapacité permanente, peuvent avoir des effets catastrophiques sur la vie familiale.

De plus, tous les accidents font perdre du temps et de l'argent. Souffrances humaines et pertes économiques: le monde paie un lourd tribut aux accidents du travail.

Certes, des progrès ont été réalisés, mais la sécurité du travail reste aujourd'hui un très grand sujet de préoccupation.

IX.1 Typologie des risques [10]

Le risque est donc défini comme :

- Événement aléatoire pouvant entraîner des dommages (pertes)
- Sa non réalisation peut être synonyme de gain, il constitue même la condition de succès (pari sur l'avenir, décisions stratégiques).
- Le préalable à toute politique de management des risques dans l'entreprise est l'identification de ceux-ci pouvant être classés de différentes façons (nature, origine, conséquences...).

IX.2 Risques purs et risques spéculatifs [10]

a. Risques purs

Le risque pur est un risque subi, parfois à l'insu.

Il est caractérisé par:

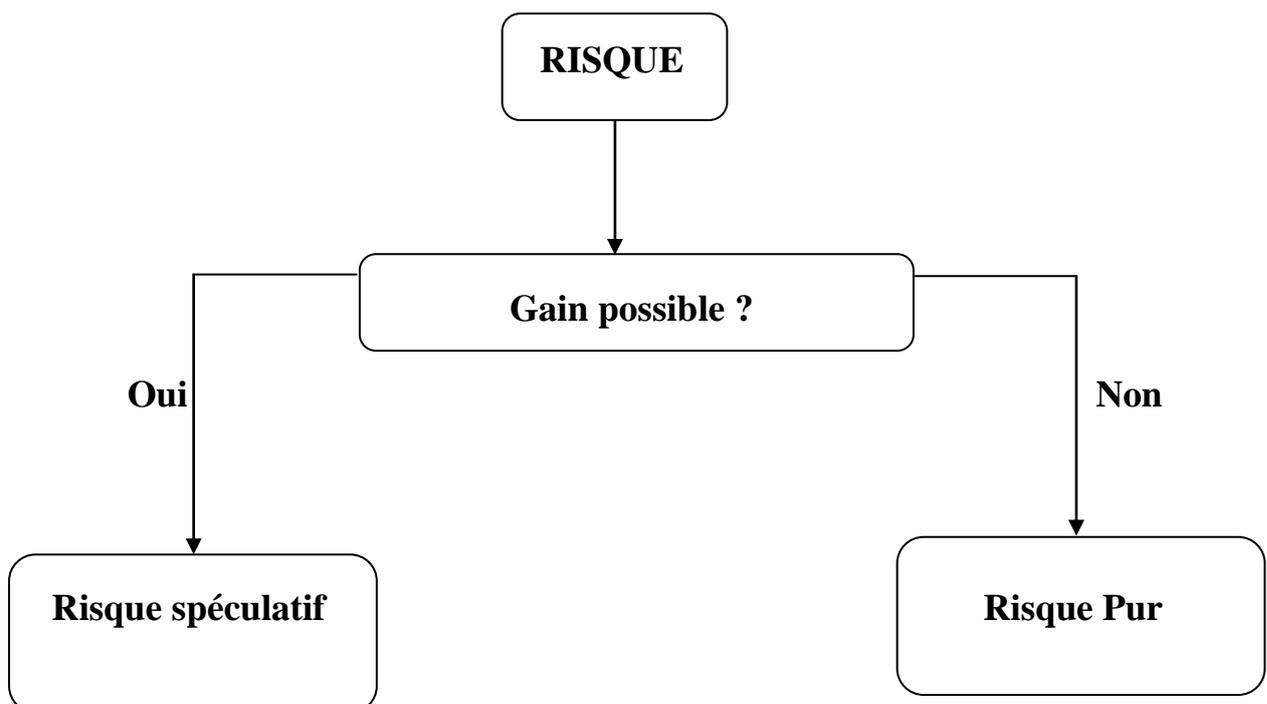
- Non accepté en contrepartie d'un gain.
- Sa réalisation provoque des dommages à l'entreprise.
- Sa non réalisation ne constitue pas un gain.
- N'est pas délimitable: l'entreprise ne peut pas décider du montant de ses pertes en cas de sinistre.
- Le risque pur ne se réalise pas dans le temps; mais soudainement sans signes précurseurs.
- Le risque pur est un événement aléatoire, indépendant de la volonté de l'entreprise et des acteurs.

- Difficilement contrôlables, les risques purs représentent ce que l'on appelle les risques "assurables".
- Ces risques purs font l'objet de politiques dites de préventions et de sécurité.

b. Risques spéculatifs

Le risque spéculatif lié aux décisions de management, le risque spéculatif est caractérisé par:

- Risque accepté, il n'est pas supporté à l'insu de l'entreprise, mais résulte d'un choix raisonné.
- Délimitable, l'entreprise peut décider de son engagement en limitant ses données (budget, consistance...).
- Se réalise dans le temps (après une période d'exécution, l'évaluation fixe ses tendances gains ou pertes),
- Des signes précurseurs peuvent renseigner sur la situation induite par les risques (mesures préventives)
- Contrôlable, l'entreprise peut agir sur lui quel que soit le degré de réalisation (mesures correctives)



IX.3 Différentes typologies des risques [10]

Les entreprises sont soumises à des risques dont la classification, selon les diverses approches, d'épandent des angles d'attaque retenus lors de l'analyse (de vulnérabilité).

Les approches de classification peuvent se faire selon :

- La classification des assureurs faite sur la base des ‘‘produits’’ de prise en charge de risque qu'ils proposent aux entreprises.
- Les ressources nécessaires à l'entreprise pour atteindre les objectifs (événements qui risquent de mettre en péril les dites ressources).
- Un classement à partir des classes des documents comptables et tableau de bord (bilan, compte d'exploitation, indicateurs de gestion et processus).
- Un classement à partir de l'organisation (rôles, responsabilité, structure, activités, communication...).

a. Selon l'activité de l'entreprise

Risques opérationnels: risques recensés lors de l'analyse des processus liés au métier de l'entreprise :

- Risque professionnels : conformité, mauvaises pratiques, mauvaise écoute, paiement
- Risque de fraude interne : vol, fraude.
- Risque de fraude externe: vol, fraude, atteinte à la sécurité du système.
- Risque de milieu du travail: relation de travail, équité, discrimination
- Risque dommage actifs: catastrophes, sinistres.
- Risque interruption des activités: système informatique, télécommunication.
- Risque personnel: recrutement, gestion carrière, implication, motivation.
- Risques contrôle : produits, processus, ressources, mesures et essais.

b. Selon l'organisation de l'entreprise

❖ Risques opérationnels:

Les matières premières, stocks, incendie, dégâts des eaux, pollution et dommages matériels.

❖ Risques marketing:

Le marché, la concurrence, la force de vente, l'image de marque de l'entreprise, recherche de clientèles.

❖ Risques personnel :

L'effectif, carrière, la compétence, personnel clef, l'harcèlement.

IX.4 Causes des accidents de travail dans un chantier

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

a. 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.

b. 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.

❖ 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.

❖ 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 d'un 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.

Conclusion

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.

A cet effet, il convient d'accorder davantage d'intérêt aux aspects éducationnels de l'homme au travail afin de lui permettre une grande maîtrise de l'outil de production et une plus grande adaptation à son environnement professionnel.

CHAPITRE X
GESTION DU RESEAU D'AEP



CHAPITRE X : GESTION DU RESEAU D'AEP

Introduction

Les objectifs de la gestion des réseaux d'alimentation en eau potable sont multiples : éviter toute rupture du service (arrêt d'eau et nuisances engendrées, etc....), assurer la qualité du service rendu, la préservation de la ressource (limiter les pertes), maîtriser les coûts d'exploitation.

X.1 But de la gestion [3]

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

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

X.2 Gestion et exploitation des forages

Pour exploiter correctement un captage d'eau souterraine, on doit impérativement considérer que le captage et le pompage sont indissociablement liés. On ne serait en aucun cas de gérer l'un sans l'autre. Trois conditions essentielles pour assurer la gestion de cet ensemble particulier que constituent le captage et son pompage.

a. Adapter la pompe au captage

Il est fondamental que l'ouvrage soit équipé en fonction de ses caractéristiques propres, identifiées à la vue des résultats des pompages d'essai, et non en fonction des besoins à couvrir qui se réalisent après le nettoyage, ou le développement d'un ouvrage.

La surexploitation d'un captage entraînera à la suite des phénomènes graves d'ensablement, de corrosion, de colmatage, ... etc. Et puisque la pompe est l'élément essentiel du captage, elle doit être dimensionnée en fonction de deux paramètres principaux :

- La hauteur d'élévation totale (HMT).
- le débit refoulé.

b. Connaissance des paramètres patrimoniaux [3]

La connaissance des données patrimoniales est un élément essentiel pour une bonne gestion. Les paramètres d'exploitation de l'ouvrage doivent être absolument mis à la disposition des exploitants. Des sorties sur place permettent de disposer toutes les variables de l'ensemble des forages. Ces données regroupent notamment :

- La coupe technique de l'ouvrage.
- Les principales caractéristiques physico-chimiques de l'eau.
- La position du niveau statique et du niveau dynamique à différents débits (courbe caractéristique).
- Le débit spécifique de l'ouvrage.
- Le type de la pompe et ses caractéristiques.
- Le débit d'exploitation maximum à ne pas dépasser.

Un exploitant ne peut pas gérer correctement ces forages sans avoir connaissances de ces informations patrimoniales. A défaut de cette information de base, aucune surveillance n'est possible et par suite, aucun entretien préventif.

c. Equipements techniques [2]

Pour juger le bon fonctionnement d'un captage d'eau souterraine et déceler une anomalie, il est nécessaire que l'installation soit pourvue d'un minimum d'équipements techniques, au demeurant peu onéreux tel que :

- Un compteur d'eau, clapet anti retour, vanne.
- Un vacuomètre et un manomètre.
- Un dispositif de protection des pompes contre le désamorçage.
- Une prise d'échantillon pour analyser l'eau.

La pratique montre également qu'il est nécessaire que le captage soit équipé, au refoulement de la pompe, d'un piquage permettant d'évacuer l'eau pompée sans passer dans le réseau. Ce dispositif permet notamment de faire des essais de pompage divers, de stériliser le puits et d'évacuer l'eau.

d. Conseils d'exploitation pour l'entretien et la maintenance des forages

La gestion d'un forage ou d'un champ captant nécessite un suivi général des installations et des équipements qui les composent pour cela les opérations de contrôle, du suivi et d'inspection sont détaillées comme suit :

1. Contrôle hebdomadaire

- Étanchéité de la fermeture des trappes.
- Étanchéité de la fermeture de la tête du puits.
- Étanchéité des pompes, vannes, robinetterie, presse étoupe et conduite.
- Mesure des niveaux statiques et dynamiques.
- Remplissage d'air des réservoirs anti-bélier

2. Contrôles mensuels

- Essai de fonctionnement des équipements de secours et auxiliaires, fonctionnement des organes de robinetterie tel que réducteur de pression soupape de sécurité, manostats et clapet
- Fonctionnement et indication de l'installation de télécommande et télétransmission.

3. Contrôle semestriel

- Affaissement de terrains contournant les forages.
- Comparaison du niveau de forage et du niveau d'eau du piézomètre de contrôle.
- État de fonctionnement de l'installation.
- conduites et robinetteries : étanchéité, corrosion, peinture, fonctionnement des organes de robinetterie.

4. Lutte contre le phénomène de corrosion [3]

La corrosion des captages d'eau souterraine est un phénomène beaucoup plus sournois que le colmatage car ses effets sont souvent moins détectables. En revanche, ses conséquences sont au moins aussi spectaculaires et importantes pour la pérennité de l'ouvrage en cause. Elle est causé par :

- Présence de l'eau corrosive à l'intérieure d'un forage.
- Existence des bactéries sidérolites ou sulfatés ductiles.
- Effet galvanique entre les diverses parties de même ensemble métallique au contact d'eau de composition différente.

Pour la lutte contre ce phénomène en procède comme suite :

- **Protection active** : Utilisation des effets électrochimiques (cathodique) qui à pour but de stopper ces phénomènes de corrosion qui sont directement liés à la corrosivité du sol et à l'influence des courants électriques parasites (courants vagabonds).
- **Protection passive** : on met une couche de peinture et revêtement au tour du tuyau.

X.3 Gestion des ouvrages de stockage

Les réservoirs sont des ouvrages de stockage dont la durée de vie est généralement longue (50 ans minimum) les problèmes d'exploitation ou d'entretien peuvent concerner les réservoirs trouvent le plus souvent leur origine dans les insuffisances au niveau de la conception.

a. Equipements des réservoirs

La liste des équipements susceptibles d'être installés dans un réservoir est représentée dans le tableau suivant.

Tableau X.1. Equipements des réservoirs

Fonction	Equipements
hydraulique	-Vanne diverses - Clapet - Equipements de trop plein. -Vidange - Siphon pour réserve d'incendie -Purgeur d'air. -Canalisation de liaison -Compteur -Clapet à rentre d'air.
Exploitation	- Niveau -Poste de liaison électrique -Débit - Télécommande - Equipements de télétransmission
Nettoyage	-Trappés de visite pour les personnels et le matériel. -Equipements spéciaux pour le nettoyage. -Pompe d'alimentation en eau.
Entretien	-Appareils de manutention -Eclairage -Joints de montage -Trappes de visite pour le personnel et le matériel
Qualité de l'eau	-Equipement ou disposition pour le renouvellement de l'eau -Equipement ou disposition pour le renouvellement de l'air -Robinet de prélèvement ; Equipement de désinfection -Dispositif de protection contre les actes de malveillance et -les intrusions
Sécurité lors des interventions	-Passerelle -Echelle à crinoline -Ancrage pour harnais de sécurité -Eclairage
Divers	-Suivant le réservoir : compresseur d'air, protection thermique des équipements, alarmes diverses

b. Aspects liés à l'exploitation des réservoirs [10]

Les réservoirs sont des ouvrages qui nécessitent des interventions régulières (opérations courante de surveillance, entretien et nettoyage) où occasionnelle. Ils doivent être conçus pour permettre ces interventions avec le maximum de facilité et de sécurité.

b.1 Opération de nettoyage

Les opérations de nettoyage et de désinfection des réservoirs comportent des diverses phases, comme le décapage des dépôts et rinçage des parois des poteaux et du radier avec un jet sous pression, on prend soin de ne pas détériorer les revêtements éventuels. Ils doivent se faire au moins une fois par an.

b.2 Prévention des accidents

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

Les premières dispositions sont bien entendu à prendre au moment de la conception de façon à ménager des moyens d'accès et de circulation commodes et conformes aux règles de sécurité. Ces dispositions doivent comprendre la mise en place des garde-corps, mains-courantes, plinthes, portillons ou chaîne de sécurité, escalier, échelles...etc.

b.3 Contrôle de la qualité de l'eau

Une fois traitée et rendue potable, l'eau envoyée dans des réservoirs plus ou moins éloignés puis à l'abonné. Au cours de ce transit, elle peut subir plusieurs changements comme en témoignent les fréquentes détériorations à long terme des tuyauteries. Elle peut se libérer de son calcaire ou gagner quelques ions minéraux pris sur la canalisation. Une attention spéciale doit être apportée aux joints et revêtements étanches des réservoirs qui doivent conserver à l'eau son caractère potable.

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

❖ Contrôle mensuel

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

❖ Contrôles semestriels

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

c. Prescriptions générales applicables aux réservoirs [10]

Les réservoirs doivent être protégés contre toute pollution d'origine extérieure et contre les élévations importantes de température. Ils doivent être faciles d'accès et leur installation doit permettre de vérifier en tout temps leur étanchéité. Ils doivent être équipés d'un dispositif, permettant une prise d'échantillon d'eau à l'amont et à l'aval immédiat du réservoir.

L'ensemble des matériaux constituant les réservoirs ne doit ni se désagréger ni communiquer à l'eau des saveurs ou odeurs désagréables. Après chaque intervention susceptible de contaminer l'eau contenue dans les réservoirs, et de toute façon au moins une fois par an, les réservoirs sont vidés, nettoyés et désinfectés. Des dispositions sont prises pour assurer un approvisionnement en eau potable pendant la mise hors service.

En plus des prescriptions indiquées ci-avant, les réservoirs doivent être fermés par un dispositif amovible à joints étanches. Les orifices de ventilation sont protégés contre l'entrée des insectes et des petits animaux par un dispositif approprié (treillage métallique inoxydable à mailles d'un millimètre au maximum).

L'orifice d'alimentation est situé en point haut du réservoir avec une garde d'air suffisante (au moins 5 cm au-dessus de l'orifice du trop-plein) à l'exception des réservoirs d'équilibre.

La section de la canalisation du trop-plein doit pouvoir absorber la fourniture d'eau à plein régime. Cette canalisation est siphonnée avec une garde d'eau suffisante.

La canalisation de vidange doit être située au point le plus bas du fond du réservoir. Les orifices d'évacuation du trop-plein et de la vidange doivent être protégés contre l'entrée des insectes et des petits animaux. De plus, les trop-pleins et les vidanges doivent être installés de telle sorte qu'il y ait une rupture de charge, avant déversement, par mise à l'air libre. Lorsque les trop-pleins et les vidanges se déversent dans une même canalisation avant le dispositif de rupture de charge, la section de cette canalisation doit être calculée de manière à permettre l'évacuation du débit maximal.

L'orifice de distribution de l'eau doit être placé à 10 cm au moins au-dessus du point le plus haut du fond du réservoir.

X.4 Gestion du réseau d'adduction et de distribution [2]

Afin d'assurer une bonne gestion du réseau d'adduction et de distribution il faut que le réseau soit bien conçu en respectant les divers normes, en adaptant les matériaux appropriés, choix du tracé des conduites en dehors des zones sensibles, en respectant les conditions de pose des conduites et équiper le réseau de différents organes et accessoires qui facilitent sa gestion et son entretien.

a. Lutte contre l'entartrage

Les réseaux de distribution doivent être conçus et exploités de manière à éviter leurs entartrage qui est généralement causé par :

- Une baisse où élévation de température.
- Une variation des vitesses dans les tronçons.
- Une stagnation d'eau dans le réseau.

Pour lutter contre ce phénomène, il ya lieu :

- Soit d'injecter de poly phosphate (2 mg/l) qui constituent un traitement préventif.
- Soit de choisir une arrivée par le bas où le fond de la tuyauterie dans la cuve du réservoir.

Pour le cas de notre projet, comme la source est souterraines, il est donc impératif d'ajuster le PH de l'eau à la sortie des forages pour stabiliser l'eau afin de pallier à un éventuel dépôt de carbonate de calcium dans les ouvrages de stockage ainsi que dans le réseau de distribution.

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

Il peut y avoir plus grave lorsque la canalisation n'est plus étanche, il y a risque d'introduction de germes banaux dont les cadavres pourront se décomposer en dégageant de l'ammoniaque, par contre le risque de trouver des germes pathogènes est très faible, ne serait-ce qu'en raison de la température relativement basse du milieu. Ce n'est qu'exceptionnellement qu'il peut y avoir introduction de substances toxiques, c'est pourquoi le distributeur d'eau maintient généralement un certain taux de stérilisant dans le réseau qui conserve à l'eau des propriétés bactéricides et procède à des analyses périodiques sur la majorité du réseau pour obtenir une cartographie de la qualité sur les paramètres tels que : le chlore, la bactériologie et la turbidité.

c. Recherche des fuites

Les fuites sont de différents types et peuvent affecter les différents éléments du réseau de distribution comme :

- **Réservoirs** : mauvaise étanchéité de la maçonnerie (mais en général ça se voit et se répare) ; mauvaise étanchéité des vidanges.
- **Robinetterie** : essentiellement les presse-étoupes de vannes ou les raccordements des branchements.
- **Canalisations** : il s'agit soit des ruptures franches, les plus faciles à détecter car elles se manifestent extérieurement, soit des fentes, soit de la corrosion, soit plus sournoises, des fuites aux joints. Ce sont celles-là, parce que nombreuses et difficiles à détecter, qui conduisent aux plus mauvais rendements de réseau.

➤ Surveillance du réseau

Elle comprend le constat visuel des anomalies (affleurements d'eau, affaissements de terrain, présence d'eau aux bouches à clé, débits importants dans les égouts) ; le contrôle des débits et pressions sur le réseau et aux stations de refoulement.

➤ Méthodes acoustiques traditionnelles

Elles consistent à déceler les bruits provoqués par la fuite à l'aide d'appareils mécaniques ou électroniques. Elles sont lentes et elles sont perturbées par les bruits ambiants. L'écoute au sol est gênée par l'affaiblissement du bruit avec la profondeur (ou l'écart latéral par rapport à la conduite), l'écoute sur conduite est plus efficace sur les petits diamètres et sur les conduites métalliques. Les appareils mécaniques dérivent du principe du stéthoscope. Les appareils électroniques comportent un capteur, un amplificateur réglable, un filtre de fréquences, un casque d'écoute et un microampèremètre.

➤ Méthodes nouvelles

- Thermographie infrarouge

On détecte les fuites par mesure du gradient de température provoqué par la remontée de l'eau par capillarité du sous-sol. Cette technique est bien adaptée aux canalisations passant à travers champs. On obtient ainsi une cartographie rapide des zones potentielles de fuites par survol en hélicoptère, puis traitement différé des images infrarouges sur ordinateur.

- **Oreilles acoustiques**

Le principe est de détecter le bruit de l'eau qui s'échappe des canalisations sous pression. La sensibilité de « l'oreille » s'étend sur une gamme de fréquences très large, et la période d'écoute est de l'ordre de 3 heures, ce qui permet de détecter des fuites faisant très peu de bruit.

- **Radio magnétotellurique**

Cette technique vient de la géophysique, elle est basée sur la mesure de la résistivité apparente des terrains. Une zone de fuite est humide et s'exprime par une faible résistivité.

- **Bouchon de mousse dure en plastique envoyé dans le tuyau et véhiculé par l'eau**

La pression varie au passage des joints, des appareils, des coudes, etc. Elle croît brutalement quand le bouchon atteint la fuite et donne une indication sur le débit de fuite.

d. Comptage

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

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

- soit un programme de remplacement systématique à la fin d'une période déterminée (la fourchette habituelle est de l'ordre de 10 à 15 ans de fonctionnement).
- soit un programme de remplacement en fonction du volume totalisé, par exemple au moment où l'on arrive à la limite des possibilités d'enregistrement totalisé (on peut bien sûr se fixer une limite inférieure en fonction de l'expérience acquise).

e. Rendement d'un réseau

Pour mesurer l'étanchéité d'un réseau, on compare le volume introduit dans le réseau à la sortie des usines de production (désinfection seule ou avec pompage, traitement plus ou moins complet) ou des livraisons en gros des services extérieurs, au volume utilisé de façon connue et généralement mesuré pendant la même période. La différence représente les pertes en distribution, et on utilise différents ratios généralement appelés et définis comme suit.

$$R = \frac{\sum \text{Volumés' utilisées}}{\sum \text{Volumés' mis' en' services}} \times 100 = \frac{V_u}{V_d} \times 100$$

f. Surveillance et entretien des adductions et des réseaux de distribution

Les opérations d'inspection et d'entretien qui doivent être effectuées au niveau du réseau d'A.E.P sont :

➤ Contrôles mensuels

- Tracé des conduites d'adduction : affaissement, écoulement d'eau, travaux à proximité des conduites.
- ouvrage en ligne, état d'étanchéité de la fermeture des trappes de regard.
- ouvrage de croisement, étanchéité.

➤ Contrôles semestriels

- ouvrage en ligne, état étanchéité de la fermeture des trappes de regard,
- Réducteur de pression, soupape de sécurité et d'Aération,
- Conduites et organes de robinetterie à l'intérieur des regards

➤ Contrôles annuels

- organe de sectionnement, dispositif de protection contre les ruptures de conduites (fonctionnement, état, étanchéité, accessibilité, position...).
- Réducteur de pression, soupape de sécurité d'aération.
- Bouche d'incendie : fonctionnement, état, vidange, plaques indicatrices, présence de clé et de tuyaux de prise.
- Nettoyage des conduites, en particulier des tronçons secondaires et ceux en bout de réseau.
- Capacité de transit des conduites d'adduction (mesure de débit et pression).
- Les réseaux doivent être munis de dispositifs de soutirage ; ces derniers doivent être manœuvrés aussi souvent que nécessaire, et au moins deux fois par an pour les points du réseau où la circulation de l'eau n'est pas constante.

X.5 Gestion des stations de pompage

a. Surveillance du fonctionnement [4]

a.1 Tableau ou pupitre de contrôle pour tous les instruments, établir une valeur normale ou extrême, ce document sera utilisé en permanence pour détecter les anomalies.

a.2 Vérifications périodiques

- les niveaux d'huile et de carburant chaque jour ;
- les températures de paliers toutes les quatre heures, celles des moteurs électriques toutes les huit heures ;
- les fuites aux presse-étoupe ou joints, l'absence de cavitation, les niveaux, toutes les quatre heures ;
- le fonctionnement des sécurités, l'état des lampes témoin et des courroies, toutes les semaines ;
- les pressions et débits toutes les huit heures.

a.3 Incidents de fonctionnement

<p>Absence de débit :</p> <ul style="list-style-type: none"> - désamorçage ; - vitesse trop basse (pompe centrifuge) ; - hauteur géométrique excessive (pompe centrifuge) ; - bouchon ou vanne fermée ; - mauvais sens de rotation ; - soupape de sûreté ou by-pass ouverts. <p>Hauteur insuffisante (pompe centrifuge) :</p> <ul style="list-style-type: none"> - vitesse trop basse ; - gaz dans le liquide ; - usure de la pompe ; - roue de trop petit diamètre ; - fuite au refoulement. <p>Pression insuffisante (pompe volumétrique) :</p> <ul style="list-style-type: none"> - soupape de sûreté mal réglée ou bloquée ; - fuite sur le refoulement. 	<p>Débit insuffisant :</p> <ul style="list-style-type: none"> - entrée d'air à l'aspiration ; - vitesse trop basse ; - roue de trop faible diamètre (pompe centrifuge) - hauteur de refoulement ou d'aspiration trop élevée ; - pompe ou tuyauterie partiellement obstruée ; - pression de vapeur trop élevée ; - usure de la pompe ; - clapet de pied trop petit ; - orifice d'aspiration insuffisamment noyé ; - poches d'air ; - viscosité excessive ; - soupape de sûreté mal réglée ou bloquée ; - clapets défectueux (pompe alternative) ; - by-pass ouvert.
--	---

<p>Puissance exagérée :</p> <ul style="list-style-type: none"> - vitesse trop grande ; - hauteur totale plus basse que prévue (pompe centrifuge) ; - densité plus grande que prévue (pompe centrifuge) ; - viscosité trop grande ; - frottements (garnitures à tresses) ; - tuyauterie obstruée (pompe volumétrique). 	<p>Chocs dans le réseau :</p> <ul style="list-style-type: none"> - battements du clapet de non-retour ; - coups de bélier ; - cavitation à l'aspiration ; - corps étranger dans la tuyauterie. <p>Dans le cas de pompes volumétriques ;</p> <ul style="list-style-type: none"> - battements des clapets ; - présence d'air ou de gaz ; - orifice d'aspiration insuffisamment noyé ; - battements de la soupape de sûreté.
--	--

b. Entretien des groupes motopompes [4]

L'entretien au niveau des stations de pompage concerne principalement :

- le graissage ;
- les presse-étoupe ;
- le changement des roulements, paliers, butées ;
- le changement des chemises d'arbre ;
- le changement des joints ou segments de vérins de commande des vannes ;
- les joints des opercules de vanne ou des portées de clapets ;
- l'échange des bagues (usure et étanchéité) ;
- les moteurs thermiques (bougies, injecteurs, filtres, etc.) ;
- les pièces d'usure des accouplements ;
- les courroies, engrenages, etc. ;
- les rotors des pompes rotatives ;
- l'entretien électrique ;
- les mises en arrêt (vidanges, antirouille, etc.) ;
- l'état des revêtements (peintures, par exemple).

Conclusion

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

CONCLUSION GENERALE

Cette étude menée sur le système d'alimentation en eau potable existant de la ville de Bordj Ghedir, nous a permis de faire les constatations suivantes :

- Présence de faibles pression et vitesses dans quelques parties du réseau, due à l'augmentation de la demande en eau et au sous dimensionnement des conduites.
- Insuffisance de la capacité de la ressource à partir de l'année 2013, ainsi pour les horizons futurs, soit un déficit de 40 L/s pour l'horizon d'étude 2030.
- La capacité de stockage est suffisante pour satisfaire les besoins actuels et futures de l'agglomération.

Nous avons utilisé un logiciel de simulation hydraulique du réseau appelé Water-CAD qui montre l'état du réseau de distribution existant et projeté.

Les solutions proposées consistent à :

- Projeter deux nouvelles pompes remplaçant les deux pompes existantes au niveau de la station de reprise d'Ouled Makhlouf, pour assurer le refoulement du débit appelé à l'horizon d'étude 2030
- Projeter une conduite d'adduction de diamètre 250mm PEHD entre la station de reprise d'Ouled Makhlouf et les deux réservoirs 500m³.
- Projeter une conduite d'adduction de diamètre 110mm PEHD entre le forage d'Ouled Makhlouf et le réservoir 500m³ de Reghada.
- Projeter un nouveau réseau dans la partie Nord-est de la ville, en optant pour un autre matériau (PEHD).
- Effectuer des changements sur des diamètres de quelques tronçons qui présentent des défaillances de point de vue hydraulique et physique au niveau des autres parties du réseau.
- Intervenir sur les différents ouvrages et renforcer l'entretien du système d'AEP afin d'assurer la meilleure desserte en eau de notre agglomération au cours des années.

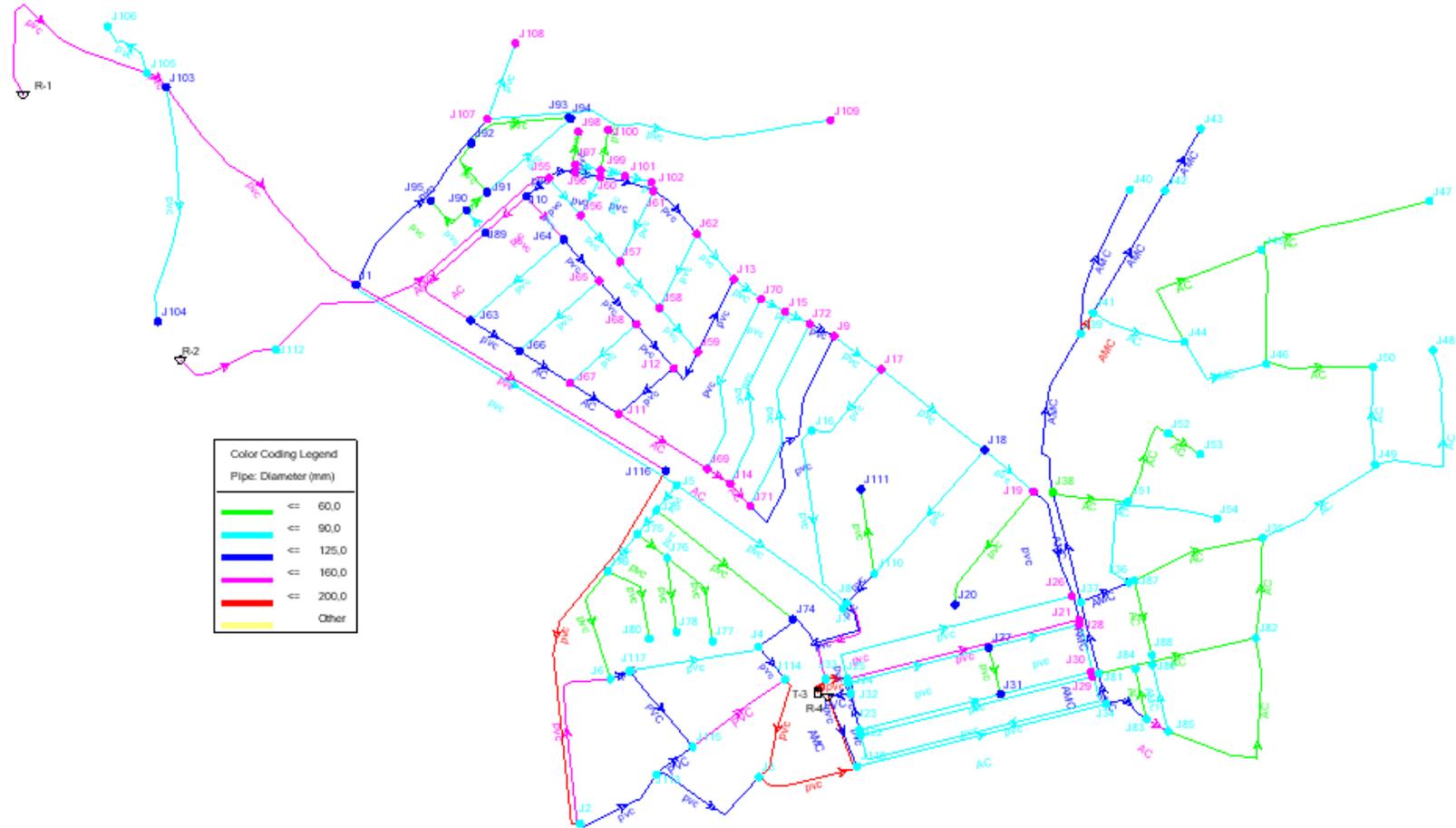
BIBLIOGRAPHIES

- [1] **A. DUPONT** Paris 1977 « Hydraulique urbaine », Tome II, édition Eyrolles.
- [2] **A.LENCASTRE** : « Hydraulique générale », Tome II Eyrolled, Paris1982.
- [3] **F. VALIRON** : «Gestion des eaux .Alimentation en eau, Assainissement», Cours de l'école nationale des ponts et des chaussés (1988).
- [4] **Hugues GODART** : Techniques d'ingénieur édition 2009 C5 195.
- [5] **I.D.F.P SAUR** « Pose des canalisations» (2006).
- [6] **LABENI Samir** : Mémoire de fin d'étude d'AEP ; Diagnostic et réhabilitation du réseau d'alimentation en eau potable de la ville d'Ahmer El Ain (W. Tipaza). ENSH 2010.
- [7] **M. BOUSLIMI** : Alimentation en eau potable, octobre 2004.
- [8] **M. CARLIER** Paris 1972 « Hydraulique générale et appliquée », édition Eyrolles.
- [9] **MEMENTO TECHNIQUE DE L'EAU**, Deuxième édition, Tome I, paris, 1994
- [10] **RECHERCHE SUR INTERNET**
- <http://www.ing.dz>
- <http://www.pdf data base.com>
- <http://www.ramus-industrie.com>

ANNEXES



ANNEXE II.1 Résultats de simulation du réseau existant (Etat des diamètres et matériaux des conduites)



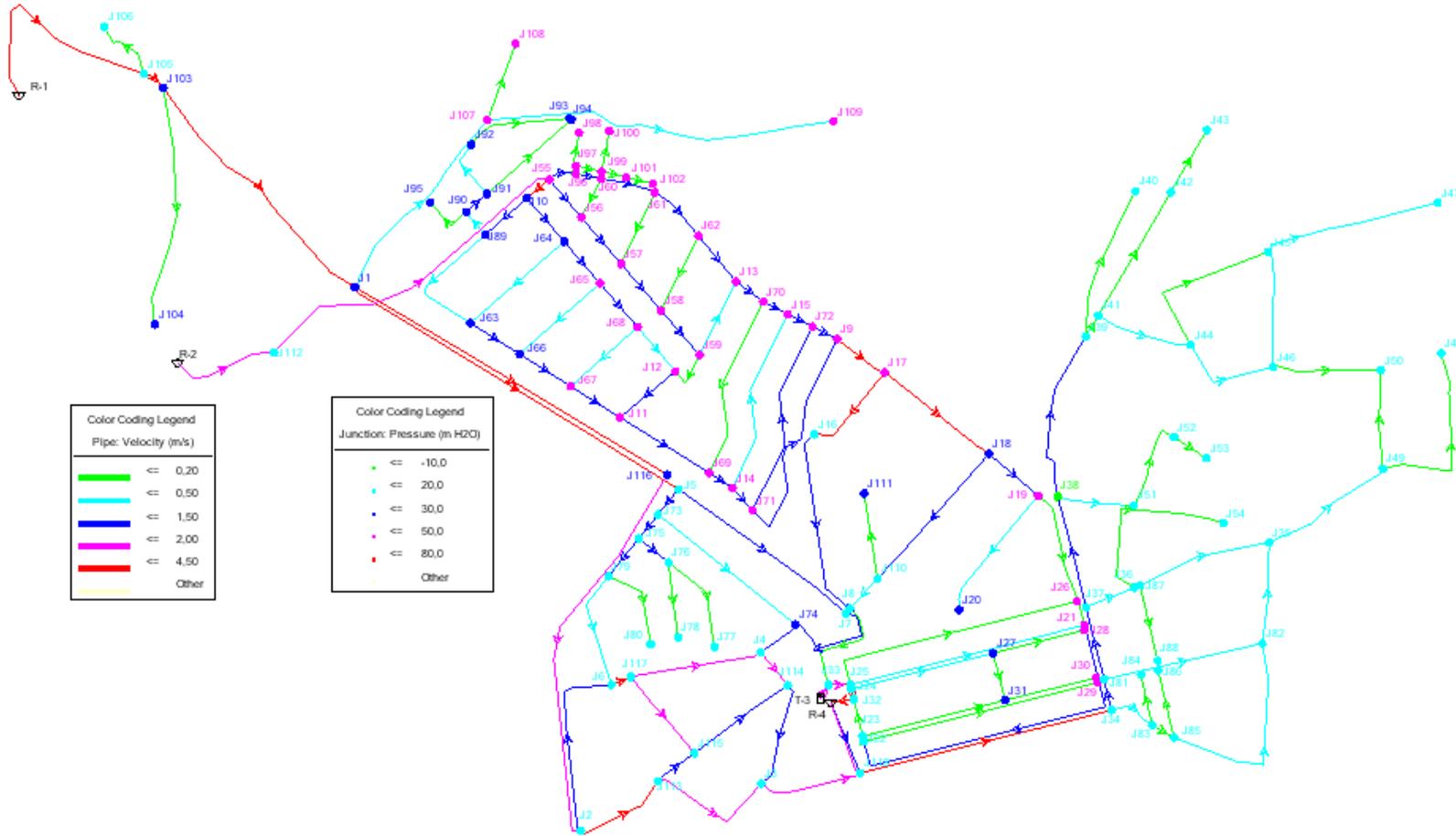
Annexe III.1

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

Heures (h)	Nombre d'habitants				
	Moins de 10000	10001à 50000	50001à 100000	Plus de 100000	Agglomération de type rurale
0-1	1.00	1.5	03	3.35	0.75
1-2	1.00	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	1.00	1.5	2.5	3.3	01
3-4	1.00	1.5	2.6	3.2	01
4-5	2.00	2.5	3.5	3.25	03
5-6	3.00	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	5.00	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.50	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.50	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.50	6.25	4.6	5.05	3.5
10-11	4.50	6.25	4.8	4.85	06
11-12	5.50	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	7.00	5.00	4.4	4.6	8.5
13-14	7.00	5.00	4.1	4.55	06
14-15	5.50	5.50	4.2	4.75	05
15-16	4.50	6.00	4.4	4.7	05
16-17	5.00	6.00	4.3	4.65	3.5
17-18	6.50	5.50	4.1	4.35	3.5
18-19	6.50	5.00	4.5	4.4	06
19-20	5.00	4.50	4.5	4.3	06
20-21	4.50	4.00	4.5	4.3	06
21-22	3.00	3.00	4.8	3.75	03
22-23	2.00	2.00	4.6	3.75	02
23-24	1,00	1.50	3.3	3.7	01

Source polycopie B.SALAH

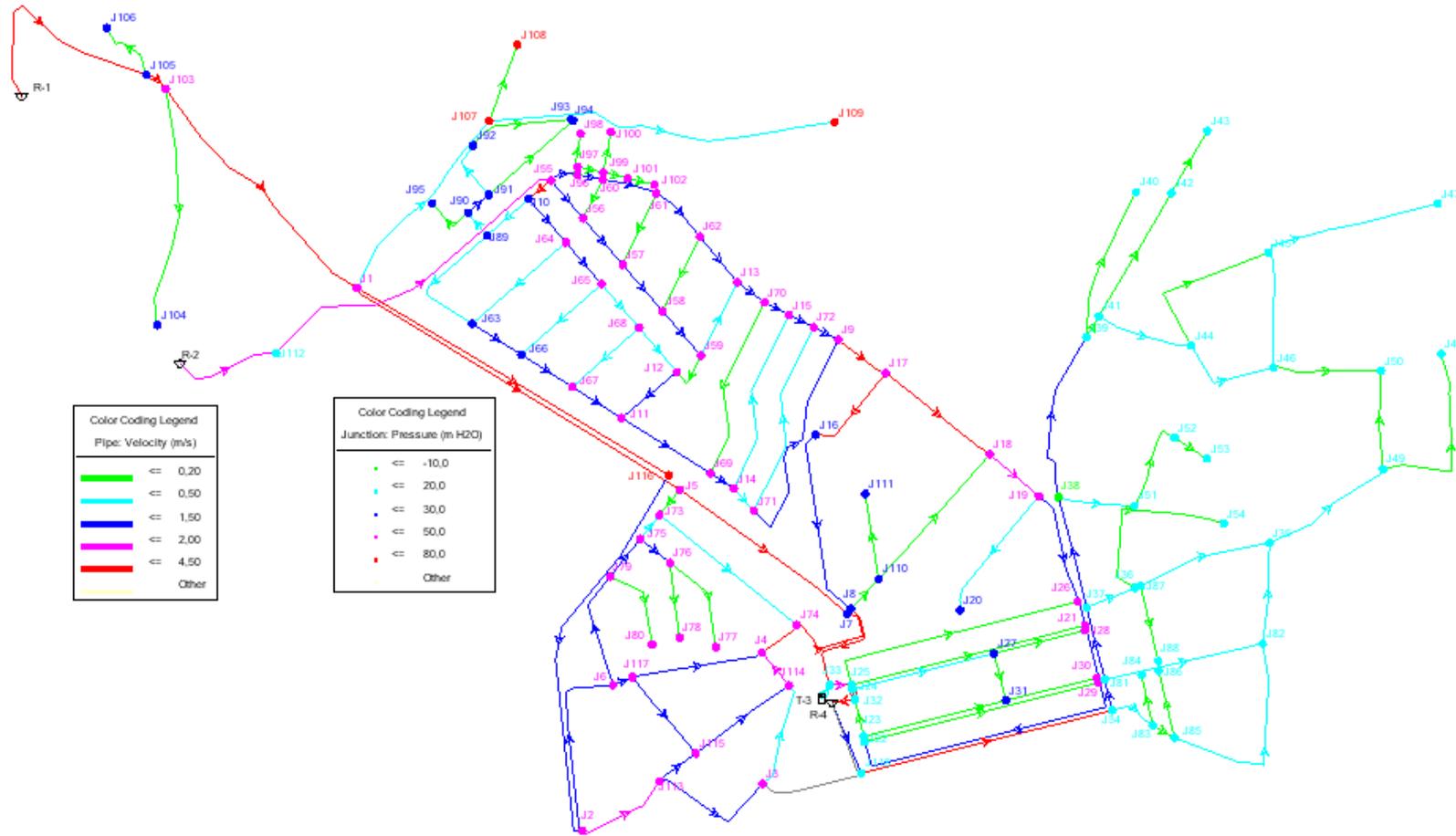
ANNEXE IV.1 Résultats de simulation du réseau existant (Etat des pressions aux nœuds) Cas de pointe



Color Coding Legend	
Pipe: Velocity (m/s)	
	<= 0,20
	<= 0,50
	<= 1,50
	<= 2,00
	<= 4,50
	Other

Color Coding Legend	
Junction: Pressure (m H2O)	
•	<= -10,0
•	<= 20,0
•	<= 30,0
•	<= 50,0
•	<= 80,0
•	Other

ANNEXE IV.1 Résultats de simulation du réseau existant (Etat des pressions aux nœuds) Cas d'arrêt de la conduite P117



Color Coding Legend	
Pipe: Velocity (m/s)	
Green	<= 0,20
Cyan	<= 0,50
Blue	<= 1,50
Magenta	<= 2,00
Red	<= 4,50
Yellow	Other

Color Coding Legend	
Junction: Pressure (m H2O)	
Green	<= 10,0
Cyan	<= 20,0
Blue	<= 30,0
Magenta	<= 50,0
Red	<= 80,0
Yellow	Other

ANNEXE IV.1 Cas de pointe

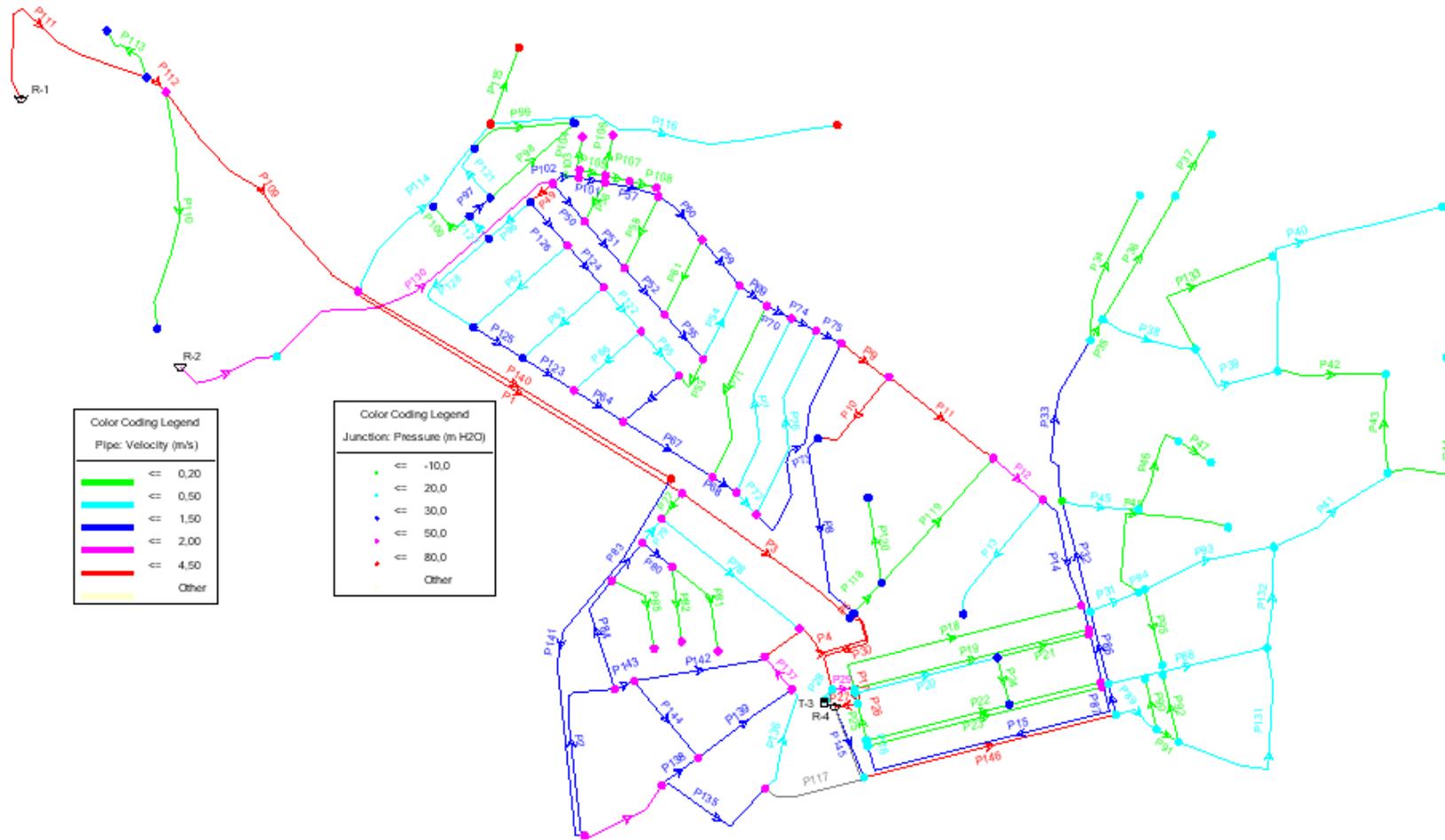
Tableau de résultat de simulation du réseau actuel (2011) Etat des pressions aux nœuds

Nœud	Elévation (m)	Débit (L/s)	Charge piézométrique (m)	Pression (m.c.e)
J-1	1 394,42	2,89	1 437,30	24,8
J-2	1 371,75	1,6	1 418,25	15,9
J-3	1 366,66	0,61	1 411,67	5,9
J-4	1 361,32	0,77	1 409,71	14,3
J-5	1 371,80	1,45	1 405,56	15
J-6	1 370,33	0,77	1 415,48	13,4
J-7	1 360,20	0,86	1 387,62	19,4
J-8	1 359,78	0,81	1 386,27	19,9
J-9	1 364,02	0,74	1 404,68	38,6
J-10	1 378,53	0,33	1 408,17	28,2
J-11	1 373,36	0,55	1 407,03	32,1
J-12	1 370,13	0,41	1 407,42	35,7
J-13	1 368,47	0,41	1 407,31	37,3
J-14	1 370,40	0,57	1 406,45	34,4
J-15	1 366,44	0,56	1 406,05	37,8
J-16	1 366,55	0,68	1 389,29	17
J-17	1 361,89	0,68	1 400,27	35,4
J-18	1 352,13	0,8	1 386,24	28,5
J-19	1 346,22	0,81	1 380,15	32,9
J-20	1 350,13	0,33	1 379,59	28,4
J-21	1 340,90	1,71	1 379,55	38,1
J-22	1 359,25	1,39	1 376,28	16,7
J-23	1 359,49	0,66	1 376,27	16,5
J-24	1 360,12	0,38	1 377,98	17,5
J-25	1 359,94	0,63	1 379,57	19,2
J-26	1 340,69	0,62	1 379,20	38,1
J-27	1 348,44	0,67	1 377,49	28,7
J-28	1 340,93	0,22	1 377,47	36,2
J-29	1 341,75	0,56	1 376,00	33,9
J-30	1 341,63	0,56	1 376,00	34
J-31	1 348,69	0,11	1 377,46	28,4
J-32	1 359,96	0,11	1 376,27	16
J-33	1 362,68	0,26	1 379,99	17
J-34	1 341,78	0,79	1 337,71	-4,1
J-35	1 324,67	0,88	1 333,74	9,1
J-36	1 336,56	0,58	1 335,81	-0,7
J-37	1 340,84	0,56	1 336,07	-4,8
J-38	1 345,63	0,85	1 335,46	-10,2
J-39	1 338,45	0,82	1 333,73	-4,7
J-40	1 332,49	0,36	1 333,72	1,2
J-41	1 336,83	0,62	1 333,73	-3,1
J-42	1 329,45	0,5	1 333,72	4,3
J-43	1 327,19	0,17	1 333,72	6,5
J-44	1 333,68	0,88	1 333,17	-0,5
J-45	1 332,82	0,4	1 333,01	0,2
J-46	1 330,13	0,93	1 332,75	2,6
J-47	1 329,21	0,68	1 332,06	2,8
J-48	1 327,19	0,44	1 332,58	5,4
J-49	1 320,28	0,99	1 332,71	12,4
J-50	1 328,69	0,48	1 332,70	4
J-51	1 336,52	0,4	1 335,21	-1,3
J-52	1 331,98	0,31	1 335,12	3,1
J-53	1 329,66	0,09	1 335,12	5,5
J-54	1 329,63	0,18	1 335,75	6,1
J-55	1 378,49	1,04	1 410,35	30,6
J-56	1 376,04	0,36	1 409,44	32,1
J-57	1 373,96	0,47	1 408,70	33,4
J-58	1 371,97	0,47	1 408,03	34,6

Tableau de résultat de simulation du réseau actuel (2011) Etat des pressions aux nœuds (Suite et fin)

Nœud	Elévation (m)	Débit (L/s)	Charge piézométrique (m)	Pression (m.c.e)
J-59	1 369,16	0,43	1 407,42	36,7
J-60	1 375,90	0,29	1 409,45	32,2
J-61	1 373,01	0,46	1 408,73	34,3
J-62	1 370,35	0,48	1 408,08	36,3
J-63	1 382,28	0,75	1 407,82	24,1
J-64	1 376,88	0,55	1 408,00	29,7
J-65	1 374,92	0,51	1 407,73	31,3
J-66	1 378,11	0,53	1 407,60	28
J-67	1 374,34	0,48	1 407,34	31,5
J-68	1 371,96	0,48	1 407,53	34
J-69	1 371,13	0,74	1 406,56	33,8
J-70	1 367,49	0,57	1 406,56	37,4
J-71	1 369,19	1,07	1 406,37	35,5
J-72	1 365,15	0,59	1 405,30	38,2
J-73	1 370,65	0,56	1 405,56	14,9
J-74	1 361,53	0,41	1 405,21	23,6
J-75	1 370,72	0,27	1 405,66	14,1
J-76	1 369,00	0,5	1 404,67	14,9
J-77	1 365,53	0,24	1 404,45	18,1
J-78	1 367,78	0,17	1 404,59	16
J-79	1 370,96	0,6	1 406,32	13,5
J-80	1 369,19	0,21	1 406,16	15,1
J-81	1 341,47	0,62	1 336,87	-4,6
J-82	1 324,59	1,12	1 335,00	10,4
J-83	1 338,51	0,29	1 337,61	-0,9
J-84	1 339,15	0,12	1 337,60	-1,5
J-85	1 335,64	0,72	1 337,60	2
J-86	1 337,25	0,16	1 337,60	0,3
J-87	1 335,46	0,51	1 335,81	0,3
J-88	1 337,03	0,18	1 335,78	-1,3
J-89	1 381,67	0,52	1 408,03	24,9
J-90	1 381,99	0,25	1 407,98	24,6
J-91	1 381,37	0,47	1 407,46	24,7
J-92	1 383,39	0,4	1 407,16	22,3
J-93	1 378,58	0,26	1 407,43	27,4
J-94	1 378,60	0,25	1 407,08	27
J-95	1 383,74	0,12	1 407,95	22,8
J-96	1 377,19	0,15	1 409,84	31,4
J-97	1 377,03	0,16	1 409,83	31,5
J-98	1 377,68	0,08	1 409,82	30,9
J-99	1 375,88	0,22	1 409,81	32,7
J-100	1 376,91	0,1	1 409,79	31,6
J-101	1 374,34	0,12	1 409,81	34,2
J-102	1 373,44	0,06	1 409,81	35,1
J-103	1 426,55	1,27	1 456,72	21,2
J-104	1 427,12	0,56	1 456,44	20,3
J-105	1 431,14	0,78	1 458,56	19,3
J-106	1 436,88	0,16	1 458,56	13,5
J-107	1 382,45	1,52	1 437,03	36,5
J-108	1 374,11	0,19	1 437,02	44,8
J-109	1 369,93	0,83	1 436,19	48,1
J-110	1 360,13	0,68	1 386,26	19,6
J-111	1 358,12	0,2	1 386,12	21,4
J-112	1 407,87	0,79	1 419,82	11,6
J-113	1 369,11	0,64	1 412,77	7,1
J-114	1 363,81	0,62	1 411,59	10,2
J-115	1 368,02	0,61	1 412,52	7,9
J-116	1 371,73	1,78	1 423,10	24,1
J-117	1 369,69	0,59	1 414,34	11,8
J-118	1 359,42	0,78	1 366,14	6,7

ANNEXE IV.2 Résultats de simulation du réseau existant (Etat des vitesses des tronçons) Cas de pointe



ANNEXE IV.2 Cas de pointe

Tableau : Résultat de simulation du réseau actuel (2011) Etat des vitesses dans les tronçons

Tronçons	Du nœud	Au nœud	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Matériel	Débit (L/s)	Vitesse (m/s)
P-1	J-1	J-5	659,97	80	pvc	10,71	2,13
P-2	J-6	J-2	324,43	150	pvc	-26,21	1,48
P-3	J-5	J-7	359,32	75	pvc	5,55	1,26
P-4	J-7	J-4	269,33	110	pvc	12,88	1,36
P-5	J-7	J-8	10,86	110	pvc	-8,19	0,86
P-6	J-11	J-12	124,24	100	pvc	-4,68	0,6
P-7	J-14	J-15	323,01	90	pvc	2,19	0,34
P-8	J-8	J-16	328,48	90	pvc	-6,76	1,06
P-9	J-17	J-9	100,98	90	pvc	-15,19	2,39
P-10	J-16	J-17	172,03	63	pvc	-7,44	2,39
P-11	J-18	J-17	228,53	63	pvc	-7,07	2,27
P-12	J-18	J-19	110,95	63	pvc	2,88	0,92
P-13	J-19	J-20	244,29	40	pvc	0,33	0,26
P-14	J-19	J-21	241,8	110	pvc	1,74	0,18
P-15	J-21	J-22	606,14	90	pvc	4,25	0,67
P-16	J-22	J-23	9,62	125	pvc	2,3	0,19
P-17	J-24	J-25	7,63	125	pvc	-49,67	4,05
P-18	J-25	J-26	458,52	63	pvc	0,62	0,2
P-19	J-25	J-21	417,77	150	pvc	4,22	0,24
P-20	J-24	J-27	252,59	63	pvc	1	0,32
P-21	J-27	J-28	162,17	63	pvc	0,22	0,07
P-22	J-23	J-29	416,33	63	pvc	0,56	0,18
P-23	J-22	J-30	417,19	63	pvc	0,56	0,18
P-24	J-27	J-31	83,15	40	pvc	0,11	0,09
P-25	J-23	J-32	64,89	125	pvc	1,08	0,09
P-26	J-32	J-24	18,34	125	pvc	-48,29	3,94
P-27	R-4	J-32	40,14	125	AC	-49,26	4,01
P-28	T-3	J-33	27,04	200	pvc	55,13	1,75
P-29	J-33	J-25	38,41	200	pvc	55,14	1,76
P-30	J-33	J-8	193,97	150	pvc	-0,27	0,02
P-31	J-118	J-34	447,94	90	AC	15,63	2,46
P-32	J-36	J-37	90,66	100	AMC	-2,76	0,35
P-33	J-37	J-38	195,31	125	AMC	7,3	0,59
P-34	J-38	J-39	299,27	100	AMC	5,65	0,72
P-35	J-39	J-40	267,25	100	AMC	0,36	0,05
P-36	J-39	J-41	41,93	200	AMC	4,47	0,14
P-37	J-41	J-42	246,17	125	AMC	0,67	0,05
P-38	J-42	J-43	123,23	100	AMC	0,17	0,02
P-39	J-41	J-44	169,29	90	AC	3,18	0,5
P-40	J-44	J-46	181,99	80	AMC	1,9	0,38
P-41	J-46	J-47	507,23	60	AC	0,68	0,24
P-42	J-35	J-49	239,21	75	AC	1,62	0,37
P-43	J-46	J-50	188,13	60	AC	0,29	0,1
P-44	J-49	J-50	169,23	90	AC	0,19	0,03
P-45	J-49	J-48	325,48	75	AC	0,44	0,1
P-46	J-38	J-51	135,1	60	AC	0,8	0,28
P-47	J-51	J-52	162,08	60	AC	0,4	0,14
P-48	J-52	J-53	67,08	60	AC	0,09	0,03
P-49	J-36	J-54	332,07	63	AC	0,18	0,06
P-50	J-55	J-10	50,33	100	pvc	18,93	2,41
P-51	J-55	J-56	85,5	70	pvc	3,47	0,9
P-52	J-56	J-57	105,02	75	pvc	3,33	0,75
P-53	J-57	J-58	105,86	75	pvc	3,16	0,72
P-54	J-12	J-59	78,88	100	pvc	-0,35	0,04
P-55	J-59	J-13	140,69	100	pvc	2,33	0,3
P-56	J-58	J-59	100,87	75	pvc	3,11	0,7
P-57	J-56	J-60	75,16	63	pvc	-0,22	0,07

Tableau : Résultat de simulation du réseau actuel (2011) Etat des vitesses dans les tronçons (Suite)

Tronçons	Du nœud	Au nœud	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Matériel	Débit (L/s)	Vitesse (m/s)
P-58	J-61	J-60	95,85	100	pvc	-7,35	0,94
P-59	J-57	J-61	135,96	63	pvc	-0,3	0,1
P-60	J-13	J-62	102,13	90	pvc	-5,69	0,89
P-61	J-62	J-61	106,76	100	pvc	-6,59	0,84
P-62	J-58	J-62	143,52	63	pvc	-0,41	0,13
P-63	J-63	J-64	214,11	75	pvc	-1,07	0,24
P-64	J-65	J-66	184,53	75	pvc	0,97	0,22
P-65	J-67	J-11	100,49	125	AC	8,29	0,68
P-66	J-12	J-68	100,16	125	pvc	-4,74	0,39
P-67	J-67	J-68	153,79	75	pvc	-1,33	0,3
P-68	J-11	J-69	181,22	150	AC	12,42	0,7
P-69	J-69	J-14	48,03	150	AC	11,7	0,66
P-70	J-13	J-70	58,3	90	pvc	7,61	1,2
P-71	J-70	J-15	47,55	90	pvc	7,02	1,1
P-72	J-69	J-70	318,6	75	pvc	-0,02	0
P-73	J-14	J-71	51,49	150	AC	8,94	0,51
P-74	J-71	J-9	399,73	100	pvc	5,63	0,72
P-75	J-15	J-72	47,52	90	pvc	8,65	1,36
P-76	J-72	J-9	48,16	100	pvc	10,3	1,31
P-77	J-71	J-72	342,01	75	pvc	2,24	0,51
P-78	J-5	J-73	55,71	63	pvc	3,71	1,19
P-79	J-73	J-74	303,29	50	pvc	0,41	0,21
P-80	J-73	J-75	53,23	63	pvc	2,74	0,88
P-81	J-75	J-76	65,54	40	pvc	0,91	0,72
P-82	J-76	J-77	177,59	40	pvc	0,24	0,19
P-83	J-76	J-78	129,39	40	pvc	0,17	0,14
P-84	J-75	J-79	83,31	63	pvc	1,56	0,5
P-85	J-79	J-6	206,74	50	pvc	0,75	0,38
P-86	J-79	J-80	154,56	40	pvc	0,21	0,17
P-87	J-37	J-81	128,31	125	AMC	-10,62	0,87
P-88	J-81	J-34	54,13	110	AMC	-12,38	1,3
P-89	J-81	J-82	280,5	60	AC	1,14	0,4
P-90	J-34	J-83	84,79	100	AMC	2,46	0,31
P-91	J-83	J-84	89,13	60	AC	0,12	0,04
P-92	J-83	J-85	43,57	140	AC	2,05	0,13
P-93	J-85	J-86	118,22	80	AMC	0,16	0,03
P-94	J-35	J-87	237,03	60	AC	-1,31	0,46
P-95	J-87	J-36	10,35	100	AMC	-2	0,26
P-96	J-87	J-88	133,21	60	AC	0,18	0,06
P-97	J-10	J-89	95,47	150	pvc	8,95	0,51
P-98	J-90	J-91	47,56	50	pvc	1,38	0,7
P-99	J-91	J-93	193,9	63	pvc	0,26	0,08
P-100	J-92	J-94	184,02	50	pvc	0,25	0,13
P-101	J-90	J-95	89,62	40	pvc	0,12	0,1
P-102	J-60	J-96	45,43	100	pvc	-7,86	1
P-103	J-96	J-55	49,49	100	pvc	-8,75	1,11
P-104	J-96	J-97	13,99	100	pvc	0,74	0,09
P-105	J-97	J-98	61,41	40	pvc	0,08	0,06
P-106	J-97	J-99	45,56	63	pvc	0,5	0,16
P-107	J-99	J-100	70,65	40	pvc	0,1	0,08
P-108	J-99	J-101	43,34	63	pvc	0,18	0,06
P-109	J-101	J-102	47,07	63	pvc	0,06	0,02
P-110	J-103	J-1	481,49	160	pvc	73,21	3,64
P-111	J-103	J-104	413,68	63	pvc	0,56	0,18
P-112	R-1	J-105	417,31	160	pvc	75,98	3,78

Tableau : Résultat de simulation du réseau actuel (2011) Etat des vitesses dans les tronçons (Suite et fin)

Tronçons	Du nœud	Au nœud	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Matériel	Débit (L/s)	Vitesse (m/s)
P-113	J-105	J-103	43,21	160	pvc	75,04	3,73
P-114	J-105	J-106	117,77	63	pvc	0,16	0,05
P-117	J-107	J-109	611,76	63	pvc	0,83	0,27
P-118	J-3	R-4	307,75	200	pvc	62,71	2
P-119	J-8	J-110	70,29	110	pvc	-2,51	0,26
P-120	J-110	J-18	287,64	90	pvc	-3,39	0,53
P-121	J-110	J-111	148,1	40	pvc	0,2	0,16
P-122	J-91	J-92	109,78	50	pvc	0,65	0,33
P-123	J-68	J-65	99,18	125	pvc	-6,56	0,53
P-124	J-66	J-67	104,6	125	AC	7,44	0,61
P-125	J-64	J-65	94,79	125	pvc	8,03	0,65
P-126	J-63	J-66	100	125	pvc	7	0,57
P-127	J-10	J-64	98,63	150	pvc	9,65	0,55
P-128	J-89	J-90	51,09	90	pvc	1,75	0,28
P-129	J-63	J-89	240,79	150	AC	-6,68	0,38
P-130	R-2	J-112	187,36	150	AMC	32,98	1,87
P-131	J-112	J-55	584,75	150	AMC	32,19	1,82
P-132	J-85	J-82	371,71	60	AC	1,17	0,41
P-133	J-82	J-35	173,79	60	AC	1,19	0,42
P-134	J-44	J-45	297,14	60	AC	0,4	0,14
P-135	J-2	J-113	169,11	125	pvc	27,48	2,24
P-136	J-113	J-3	229,67	125	pvc	18,72	1,53
P-137	J-3	J-114	185,92	200	pvc	-44,59	1,42
P-138	J-114	J-4	73,28	125	pvc	-22,33	1,82
P-139	J-113	J-115	78,97	125	PVC	8,11	0,66
P-140	J-115	J-114	199,32	150	PVC	22,89	1,3
P-141	J-1	J-116	628,95	160	pvc	57,06	2,84
P-142	J-116	J-2	688,84	200	pvc	55,28	1,76
P-143	J-4	J-117	229,37	90	pvc	-10,22	1,61
P-144	J-117	J-6	36,61	125	pvc	-26,19	2,13
P-145	J-115	J-117	171,2	100	PVC	-15,38	1,96
P-146	R-4	J-118	130,54	125	AMC	16,41	1,34



ANNEXE VI.1

Usine et Siège: Voie A Zone Industrielle BP 160-2200 Sidi Bel Abbas

Téléphone: 048 55 11 90 / 55 65 65 / 061 24 09 19 / 070 94 97 49

Télécopie : 048 55 58 58 / 56 92 70 / 56 50 33

Site Web : www.groupe-chiali.com

E-Mail : info@groupe-chiali.com

TUBE PE

TUBE PEHD EAU POTABLE PN 20

Référence	diamètre ext	Epaisseur	Qualité	Prix HT	Prix TTC
11 009 0901	90	10.1	PE100	593.37	694.24
11 009 1101	110	12.3	PE100	878.66	1 028.03
11 009 1251	125	14.0	PE100	1 103.46	1 291.05
11 009 1601	160	17.9	PE100	1 802.91	2 109.40
11 009 2001	200	22.4	PE100	2 875.61	3 364.46
11 009 2501	250	27.9	PE100	4 473.17	5 233.61
11 009 3151	315	35.2	PE100	7 021.79	8 215.49
11 009 4001	400	44.7	PE100	10 958.68	12 821.66
11 009 5001	500	55.8	PE100	17 092.93	19 998.73

TVA = 17%

Les tubes sont en longueur de 12ml

Jonction par soudure électrique.

Pour toute information veuillez contacter le service commercial.

SARL "SERHES"
Matériels et Travaux
Hydrauliques & Co
Bd. Hassiba SEN BOUALI
RC n° 02 B 0182001

ANNEXE VI.2

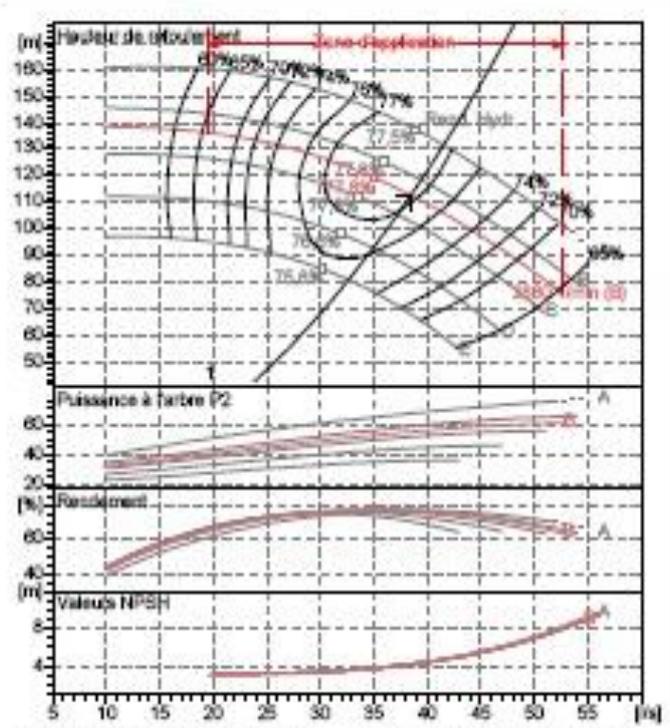
caprari

Modena - Italy

COMPANY
WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
ISO 9001

PM 100/ 2 B	
Caractéristiques requises	
Débit	38,5 l/s
Hauteur de refoulement	113 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1
Caractéristiques de la pompe	
Débit	38,5 l/s
Hauteur de refoulement	113 m
Puissance absorbée	54,9 kW
Rendement	77,3%
Hauteur manométrique H(Q=0)	139 m
Orif. de refoulement	100 mm
Caractéristiques moteur	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2950 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale P2	75 kW
Courant nominal	- A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55
Limites opérationnelles	
Démarrages / h max.	5
Température max. du liquide pompé	363 K
Teneur maximum en matières solides	40 g/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité max.	1 mm ² /s
Caractéristiques générales	
Poids	752 kg

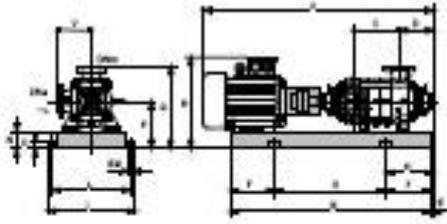
Matériaux	
Corps de pompe	Fonte
Corps d'aspiration	Fonte
Roue	Fonte
Bague d'usure	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Chemise	Fonte
Arbre	Acier Inox
Douille arbre	Acier Inox
Anneau d'étanchéité	Caoutchouc ou nitrile
Roulements à billes	Acier
Presse-Étoupe	Fonte
Étoupe	Tresse graphitée



Caractéristiques de fonctionnement Courbes des performances indicatives

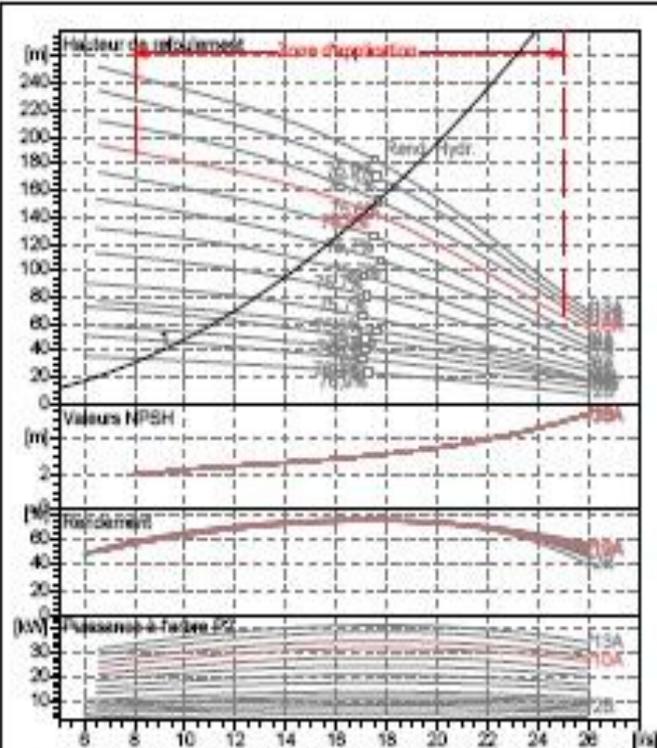
Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]

- Dimensions** mm
- A = 2040
 - B = 1415
 - C = 170
 - D = 208
 - DN₁ = 125
 - DN₂ = 100
 - E = 200
 - F = 250
 - G = 915
 - H = 450
 - I = 670
 - L = 620
 - M = 20
 - N = 140
 - O = 45
 - P = 400
 - Q = 690
 - R = 880
 - V = 270



ANNEXE VI.3

E8S50/10A + MC850	
Caractéristiques requises	
Débit	18 l/s
Hauteur de refoulement	158 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
Nbre de pompes	1
Caractéristiques de la pompe	
Débit	17,2 l/s
Hauteur de refoulement	145 m
Puissance absorbée	31,9 kW
Rendement	75,8%
Hauteur manométrique H(Q=0)	220 m
Orif. de refoulement	100 mm
Caractéristiques moteur	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2900 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale P2	37 kW
Courant nominal	74 A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	Y
Degré de protection	IP 68
Limites opérationnelles	
Démarrages / h max.	10
Température max. du liquide pompé	40 g/m ³
Teneur maximum en matières solides	40 g/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité max.	1 mm ² /s
Caractéristiques générales	
Poids	282 kg
Matériaux	
CONSTRUCTION POMPE	
Corps du clapet	Fonte
Clapet	Fonte/Acier Inox
Corps d'aspiration	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Arbre	Acier Inox
Roue	Fonte
Bague d'usure	Caoutchouc
Crépine	Acier Inox
Gouttière protection câbles	Acier Inox
Accouplement	Acier Inox
CONSTRUCTION MOTEUR	
Support supérieur	Fonte
Support inférieur	Fonte
Chemise stator	Acier Inox
Arbre	Acier Inox
Anneau d'étanchéité	Acier-caoutchouc
Para-sable	Caoutchouc
Bobinage	Cuivre isolé
Bulée	Type Michell

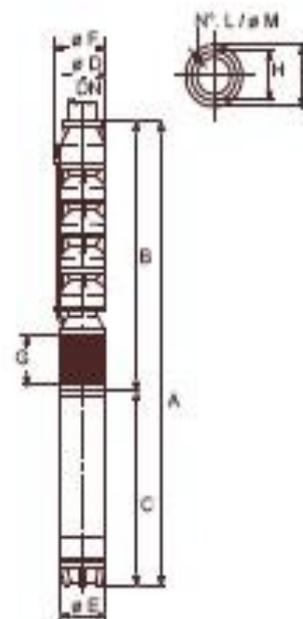


Caractéristiques de fonctionnement UNIBO 2548C

Q [m³/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]

Dimensions mm

- A = 2887
- B = 1740
- C = 1147
- D = 188
- DN = 100
- E = 191
- F = 195
- G = 190
- H = 145
- I = 198
- L = 6
- M = 11,5



Annexe (VI.4)

TABLEAU 1 : MODULES D'ELASTICITE ET COEFFICIENT DE POISSON DES MATERIAUX (MEUNIER)

MATERIAUX	MODULE D'ÉLASTICITÉ (YOUNG) EN PASCAL	COEFFICIENT DE POISSON Y
PVC	$3 \cdot 10^9$	0.3
ACIER	$2 \cdot 10^{11}$	0.46 -0.5
FONTE	$1 \cdot 10^{11}$	0.3
AMIANTE CIMENT	$2.28 \cdot 10^{10}$	0.3
PEHD	$1.2 \cdot 10^9$	0.45-0.5
PELD	$2 \cdot 10^8$	0.45-0.5
BETON	1 A $5 \cdot 10^{10}$	0.15
ROCHE NON CONSOLIDE	3 A $4 \cdot 10^9$	0.33

TABLEAU 2 : COEFFICIENT DE POISSON POUR DIFFERENT TYPES DE SOLDES MATERIAUX (NONCLERCQ)

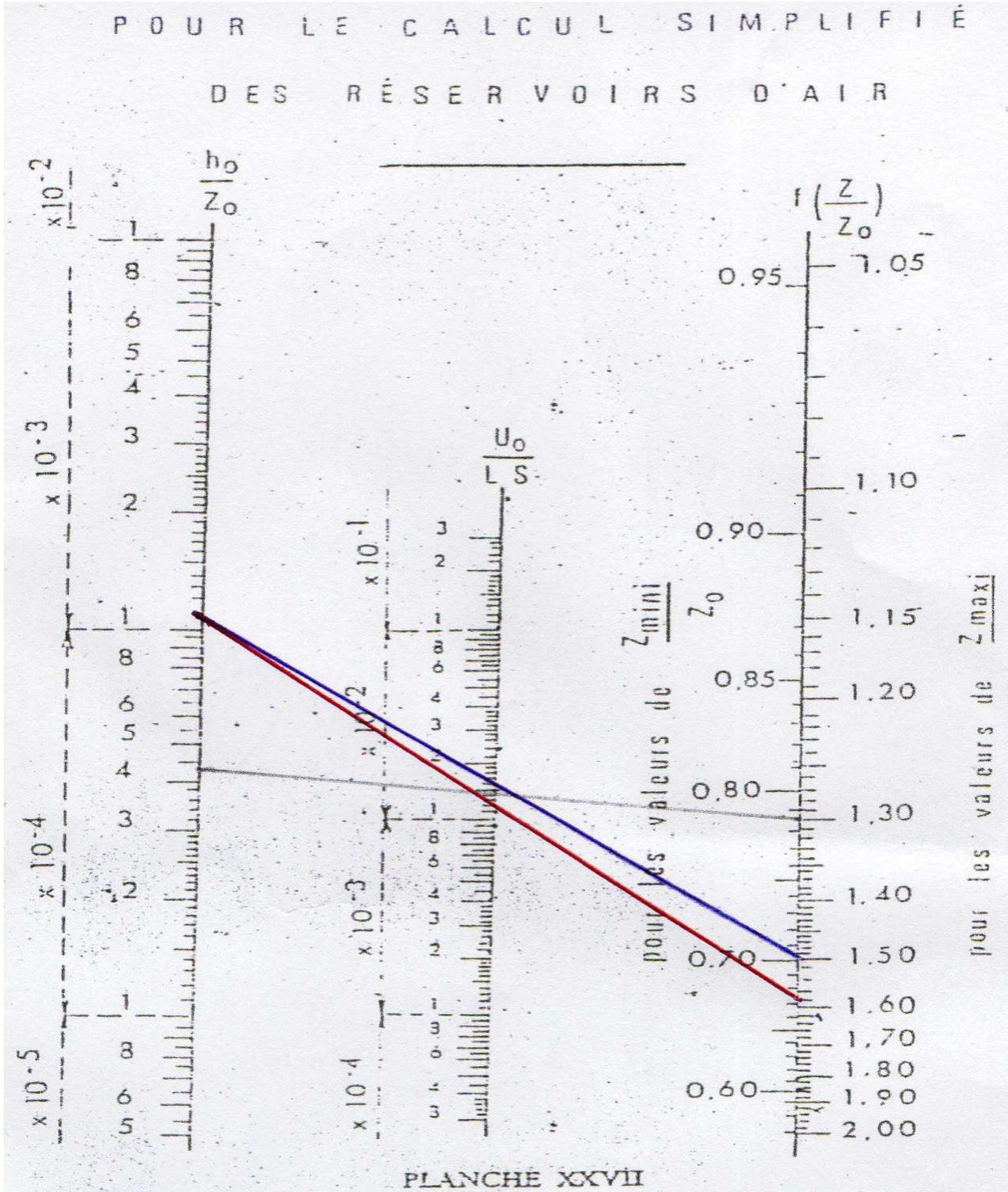
MATERIAU DE REMBLAIS	COEFFICIENT DE POISSON Y
TERRE VEGETALE PARTIELLEMENT COMPACTE (HUMIDE)	0.33
TERRE VEGETALE SATUREE	0.37
MATERIAU DE REMBLAYAGE GRANULEUX, INCOHERENT	0.33
MATERIAU DE REMBLAYAGE, CAILLOUTEUX SABLEUX	0.33
MATERIAU DE REMBLAYAGE, GLAISEUX HUMIDE	0.33
ARGILE JAUNE, HUMIDE, PARTICULIEREMENT COMPACTE	0.33
ARGILE JAUNE OU GLAISE SATURE	0.37
SABLE ARGILEUX SATURE	0.35
SABLE SEC	0.33
SABLE	0.33
REMBLAIS ARGILO LIMONEUX	0.33

ANNEXE VI.5

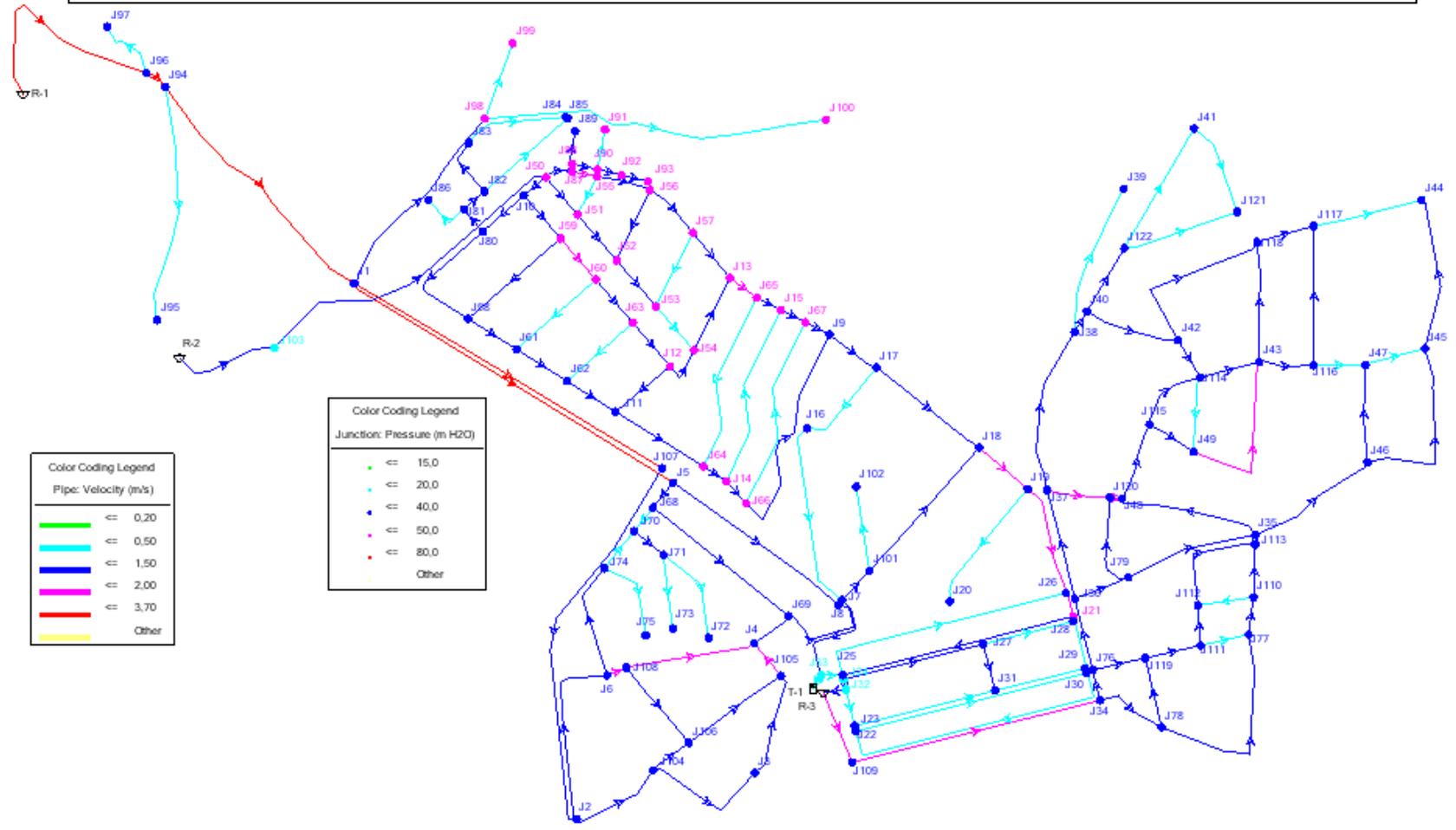
ABAQUE DE VIBERT

— Adduction (S.R-2x500m³)

— Adduction (F.O.M-Reghada)



ANNEXE VII.1 Résultats de simulation du réseau projeté (Etat des pressions aux nœuds) Cas de pointe



Color Coding Legend	
Pipe: Velocity (m/s)	
	<= 0,20
	<= 0,50
	<= 1,50
	<= 2,00
	<= 3,70
	Other

Color Coding Legend	
Junction: Pressure (m H2O)	
	<= 15,0
	<= 20,0
	<= 40,0
	<= 50,0
	<= 80,0
	Other

ANNEXE VII.1 Cas de pointe

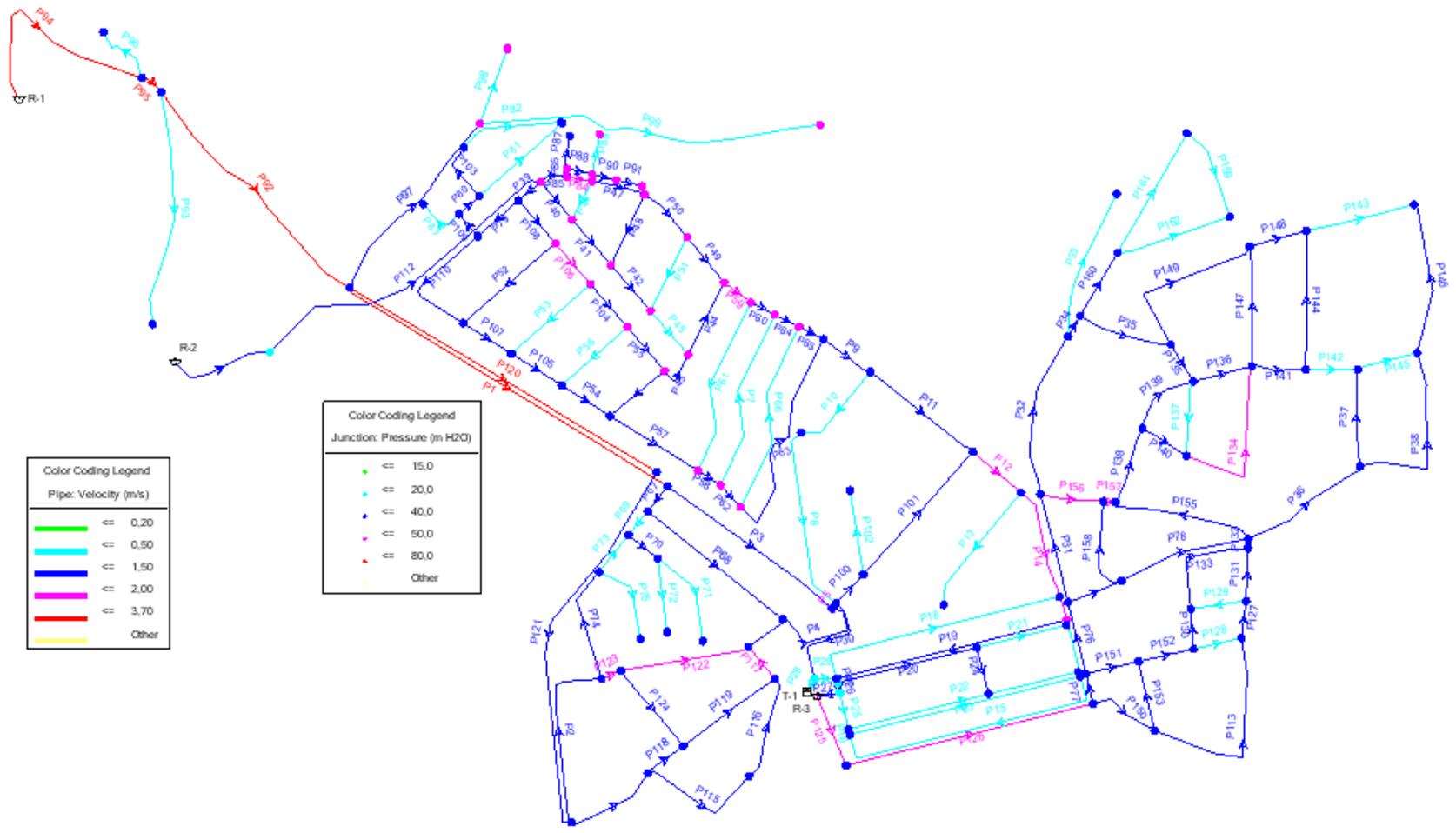
Tableau : Résultat de simulation du réseau projeté (Etat des pressions aux nœuds).

Nœud	Elévation (m)	Débit (L/s)	Charge piézométrique (m)	Pression (m.c.e)
J-1	1 394,42	5,14	1426,02	31,6
J-2	1 371,75	2,84	1404,85	33,1
J-3	1 366,66	1,74	1398,96	32,3
J-4	1 361,32	1,37	1394,42	33,1
J-5	1 371,80	2,58	1404,6	32,8
J-6	1 370,33	1,36	1401,83	31,5
J-7	1 360,20	1,53	1391,6	31,4
J-8	1 359,78	0,47	1391,48	31,7
J-9	1 364,02	1,32	1399,62	35,6
J-10	1 378,53	0,59	1418,43	39,9
J-11	1 373,36	0,97	1412,96	39,6
J-12	1 370,13	0,73	1413,83	43,7
J-13	1 368,47	0,72	1413,07	44,6
J-14	1 370,40	1,01	1411	40,6
J-15	1 366,44	1,05	1410,74	44,3
J-16	1 366,55	1,20	1392,15	25,6
J-17	1 361,89	1,20	1392,19	30,3
J-18	1 352,13	1,51	1388,73	36,6
J-19	1 346,22	1,43	1385,92	39,7
J-20	1 350,13	0,59	1384,23	34,1
J-21	1 340,90	3,04	1381	40,1
J-22	1 359,25	2,48	1379,85	20,6
J-23	1 359,49	1,18	1379,89	20,4
J-24	1 360,12	0,67	1379,92	19,8
J-25	1 359,94	1,02	1379,94	20
J-26	1 340,69	1,10	1378,89	38,2
J-27	1 348,44	1,19	1374,14	25,7
J-28	1 340,93	0,39	1373,53	32,6
J-29	1 341,75	1,00	1379,05	37,3
J-30	1 341,63	1,00	1379,03	37,4
J-31	1 348,69	0,20	1372,09	23,4
J-32	1 359,96	0,20	1379,86	19,9
J-33	1 362,68	0,56	1379,98	17,3
J-34	1 341,78	1,51	1363,18	21,4
J-35	1 324,67	1,79	1359,87	35,2
J-36	1 340,84	1,02	1362,54	21,7
J-37	1 345,63	1,44	1369,13	23,5
J-38	1 338,45	1,45	1366,35	27,9
J-39	1 332,49	0,64	1364,89	32,4
J-40	1 336,83	0,81	1364,13	27,3
J-41	1 327,19	0,98	1357,59	30,4
J-42	1 333,68	1,33	1360,28	26,6
J-43	1 330,13	1,72	1356,53	26,4
J-44	1 329,21	1,11	1355,01	25,8
J-45	1 327,19	1,68	1355,79	28,6
J-46	1 320,28	0,98	1357,98	37,7
J-47	1 328,69	0,89	1355,99	27,3
J-48	1 336,52	0,99	1361,02	24,5
J-49	1 329,66	1,26	1356,76	27,1
J-50	1 378,49	1,85	1418,79	40,3
J-51	1 376,04	0,64	1416,94	40,9
J-52	1 373,96	0,83	1415,26	41,3
J-53	1 371,97	0,84	1413,77	41,8
J-54	1 369,16	0,77	1426,02	44,3
J-55	1 375,90	0,52	1404,85	41,1
J-56	1 373,01	0,81	1398,96	42,3
J-57	1 370,35	0,85	1394,42	43,8
J-58	1 382,28	1,33	1404,6	33,9
J-59	1 376,88	0,98	1413,46	40,6
J-60	1 374,92	0,91	1417	41
J-61	1 378,11	0,93	1415,31	37,1

Tableau : Résultat de simulation du réseau projeté (Etat des pressions aux nœuds). (Suite et fin)

Nœud	Elévation (m)	Débit (L/s)	Charge piézométrique (m)	Pression (m.c.e)
J-62	1 374,34	0,86	1414,15	39,8
J-63	1 371,96	0,85	1416,18	42,7
J-64	1 371,13	1,31	1417,48	40,1
J-65	1 367,49	1,02	1415,92	44,1
J-66	1 369,19	1,90	1415,21	41,6
J-67	1 365,15	1,05	1414,14	44,9
J-68	1 370,65	0,99	1414,66	29,8
J-69	1 361,53	0,73	1411,23	27,9
J-70	1 370,72	0,48	1411,59	30,6
J-71	1 369,00	0,89	1410,79	27,5
J-72	1 365,53	0,43	1410,05	28,3
J-73	1 367,78	0,31	1400,45	26,4
J-74	1 370,96	1,07	1389,43	29,6
J-75	1 369,19	0,37	1401,32	26,9
J-76	1 341,47	0,67	1396,5	21,4
J-77	1 324,59	1,26	1393,83	36,2
J-78	1 335,64	1,50	1394,18	27,1
J-79	1 335,46	1,21	1400,56	26,7
J-80	1 381,67	0,93	1396,09	36,2
J-81	1 381,99	0,45	1362,87	35,4
J-82	1 381,37	0,84	1360,79	34
J-83	1 383,39	0,71	1362,74	31,1
J-84	1 378,58	0,47	1362,16	36,5
J-85	1 378,60	0,44	1417,87	35,7
J-86	1 383,74	0,22	1417,39	33
J-87	1 377,19	0,26	1415,37	40,9
J-88	1 377,03	0,29	1414,49	41
J-89	1 377,68	0,15	1415,08	39,9
J-90	1 375,88	0,38	1414,3	41,4
J-91	1 376,91	0,17	1416,74	40,2
J-92	1 374,34	0,22	1418,09	42,6
J-93	1 373,44	0,11	1418,03	43,1
J-94	1 426,55	2,25	1417,58	23,5
J-95	1 427,12	0,99	1417,28	22,2
J-96	1 431,14	1,39	1417,11	21,3
J-97	1 436,88	0,28	1416,94	20,2
J-98	1 382,45	2,69	1416,54	42,6
J-99	1 374,11	0,34	1450,05	48,7
J-100	1 369,93	1,47	1449,32	48,6
J-101	1 360,13	1,21	1452,44	31
J-102	1 358,12	0,36	1457,08	32,6
J-103	1 407,87	1,40	1425,05	19
J-104	1 369,11	1,15	1422,81	31,6
J-105	1 363,81	1,10	1418,53	34,7
J-106	1 368,02	1,08	1391,13	31,3
J-107	1 371,73	3,16	1390,72	38,3
J-108	1 369,69	1,05	1426,87	31
J-109	1 359,42	1,39	1400,71	21,4
J-110	1 324,91	0,61	1398,51	35,5
J-111	1 329,97	0,61	1399,32	30,9
J-112	1 331,51	0,89	1410,03	28,9
J-113	1 324,97	0,74	1400,69	35,1
J-114	1 330,56	1,07	1380,82	26,2
J-115	1 333,15	0,87	1360,41	24,8
J-116	1 330,39	1,03	1360,87	25,7
J-117	1 329,15	1,30	1355,45	26,3
J-118	1 330,27	1,49	1355,87	25,6
J-119	1 337,25	0,76	1362,35	25,1
J-120	1 337,39	0,72	1361,29	23,9

ANNEXE VII.1 Résultats de simulation du réseau projeté (Etat des vitesses des tronçons) Cas de pointe



ANNEXE VII.1 Cas de pointe

Tableau : Résultat de simulation du réseau projeté (Etat des vitesses dans les tronçons)

Tronçons	Du nœud	Au nœud	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Matériel	Débit (L/s)	Vitesse (m/s)
P1	J1	J5	659,97	80	pvc	10,32	2,05
P2	J6	J2	324,43	150	pvc	-22,55	1,28
P3	J5	J7	359,32	75	pvc	4,07	0,92
P4	J7	J4	269,33	160	PEHD	-28,94	1,44
P5	J7	J8	10,86	160	PEHD	31,49	1,57
P6	J11	J12	124,24	100	pvc	-7,09	0,9
P7	J14	J15	323,01	90	pvc	1,53	0,24
P8	J8	J16	328,48	90	pvc	-2,52	0,4
P9	J17	J9	100,98	125	PEHD	-18,11	1,48
P10	J16	J17	172,03	125	PEHD	-3,72	0,3
P11	J18	J17	228,53	110	PEHD	-13,19	1,39
P12	J18	J19	110,95	110	pvc	17,28	1,82
P13	J19	J20	244,29	40	pvc	0,59	0,47
P14	J19	J21	241,8	110	pvc	15,26	1,61
P15	J21	J22	606,14	90	pvc	2,61	0,41
P16	J22	J23	9,62	125	pvc	-2,67	0,22
P17	J24	J25	7,63	200	pvc	-20,72	0,66
P18	J25	J26	458,52	63	pvc	1,1	0,35
P19	J25	J21	417,77	150	pvc	-11,61	0,66
P20	J24	J27	252,59	63	pvc	3,78	1,21
P21	J27	J28	162,17	63	pvc	1,39	0,45
P22	J23	J29	416,33	63	pvc	1	0,32
P23	J22	J30	417,19	63	pvc	1	0,32
P24	J27	J31	83,15	40	pvc	1,2	0,95
P25	J23	J32	64,89	125	pvc	-3,85	0,31
P26	J32	J24	18,34	200	pvc	-16,27	0,52
P27	R-3	J32	40,14	125	PVC	-12,22	1
P28	T-1	J33	27,04	200	pvc	-15,13	0,48
P29	J33	J25	38,41	200	pvc	11,23	0,36
P30	J33	J8	193,97	200	PEHD	-26,37	0,84
P31	J36	J37	195,31	200	PEHD	44,67	1,42
P32	J37	J38	293,21	160	PEHD	28,79	1,43
P33	J38	J39	267,25	90	PEHD	2,64	0,41
P34	J38	J40	41,93	160	pvc	24,7	1,23
P35	J40	J42	169,29	125	PEHD	10,62	0,87
P36	J35	J46	239,21	125	PEHD	13,79	1,12
P37	J46	J47	169,23	90	PEHD	7,39	1,16
P38	J46	J45	325,48	90	PEHD	5,43	0,85
P39	J50	J10	50,33	200	pvc	35,69	1,14
P40	J50	J51	85,5	70	pvc	4,81	1,25
P41	J51	J52	105,02	75	pvc	4,82	1,09
P42	J52	J53	105,86	75	pvc	4,61	1,04
P43	J12	J54	78,88	100	pvc	5,33	0,68
P44	J54	J13	140,69	100	pvc	4,49	0,57
P45	J53	J54	100,87	75	pvc	1,93	0,44
P46	J51	J55	75,16	63	pvc	-0,65	0,21
P47	J56	J55	95,85	100	pvc	-10,93	1,39
P48	J52	J56	135,96	63	pvc	-1,62	0,52
P49	J13	J57	102,13	90	pvc	-6,5	1,02
P50	J57	J56	106,76	100	pvc	-8,51	1,08
P51	J53	J57	143,52	63	pvc	-1,16	0,37
P52	J58	J59	214,11	75	pvc	-2,93	0,66
P53	J60	J61	184,53	75	pvc	2,15	0,49
P54	J62	J11	100,49	125	pvc	16,39	1,34
P55	J12	J63	100,16	125	pvc	-13,15	1,07
P56	J62	J63	153,79	75	pvc	-2,18	0,49
P57	J11	J64	181,22	150	pvc	22,51	1,27
P58	J64	J14	48,03	150	pvc	17,25	0,98
P59	J13	J65	58,3	90	pvc	10,27	1,61
P60	J65	J15	47,55	90	pvc	8,2	1,29

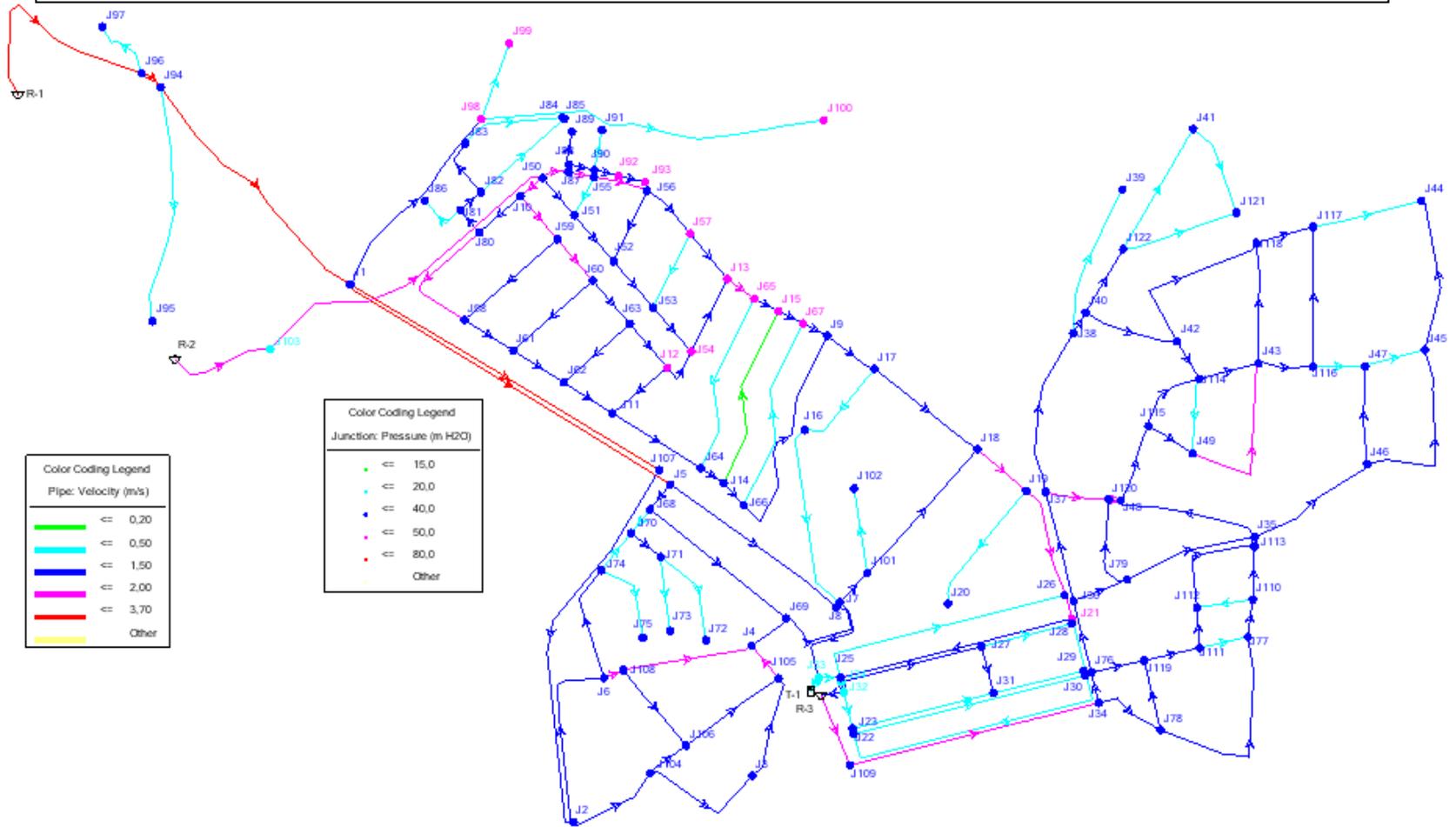
Tableau : Résultat de simulation du réseau projeté (Etat des vitesses dans les tronçons) (Suite)

Tronçons	Du nœud	Au nœud	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Matériel	Débit (L/s)	Vitesse (m/s)
P61	J64	J65	318,6	75	pvc	-1,05	0,24
P62	J14	J66	51,49	150	pvc	14,71	0,83
P63	J66	J9	399,73	100	pvc	11,13	1,42
P64	J15	J67	47,52	90	pvc	7,68	1,21
P65	J67	J9	48,16	90	pvc	8,31	1,31
P66	J66	J67	342,01	75	pvc	1,68	0,38
P67	J5	J68	55,71	63	pvc	3,67	1,18
P68	J68	J69	303,29	50	pvc	1,73	0,88
P69	J68	J70	53,23	63	pvc	0,95	0,3
P70	J70	J71	65,54	40	pvc	1,63	1,3
P71	J71	J72	177,59	40	pvc	0,43	0,34
P72	J71	J73	129,39	40	pvc	0,31	0,25
P73	J70	J74	83,31	63	pvc	-1,16	0,37
P74	J74	J6	206,74	50	pvc	-2,6	1,32
P75	J74	J75	154,56	40	pvc	0,37	0,29
P76	J36	J76	128,31	250	PEHD	-59,01	1,20
P77	J76	J34	54,13	250	PEHD	-61,42	1,25
P78	J35	J79	237,03	110	PEHD	-10,72	1,13
P79	J10	J80	95,47	150	pvc	17,11	0,97
P80	J81	J82	47,56	50	pvc	2,86	1,46
P81	J82	J84	193,9	63	pvc	0,87	0,28
P82	J83	J85	184,02	50	pvc	0,44	0,22
P83	J81	J86	89,62	40	pvc	0,62	0,49
P84	J55	J87	45,43	100	pvc	-13,11	1,67
P85	J87	J50	49,49	125	pvc	-17,23	1,4
P86	J87	J88	13,99	100	pvc	4,02	0,51
P87	J88	J89	61,41	40	pvc	0,65	0,52
P88	J88	J90	45,56	63	pvc	3,08	0,99
P89	J90	J91	70,65	40	pvc	0,37	0,29
P90	J90	J92	43,34	63	pvc	2,33	0,75
P91	J92	J93	47,07	63	pvc	2,11	0,68
P92	J94	J1	481,49	160	pvc	66,86	3,33
P93	J94	J95	413,68	63	pvc	0,99	0,32
P94	R-1	J96	417,31	160	pvc	72,77	3,62
P95	J96	J94	43,21	160	pvc	70,1	3,49
P96	J96	J97	117,77	63	pvc	1,28	0,41
P97	J1	J98	371,33	110	pvc	5	0,53
P98	J98	J99	139,8	63	pvc	0,84	0,27
P99	J98	J100	611,76	63	pvc	1,47	0,47
P100	J8	J101	70,29	110	pvc	7,17	0,75
P101	J101	J18	287,64	90	pvc	5,6	0,88
P102	J101	J102	148,1	40	pvc	0,36	0,29
P103	J82	J83	109,78	50	pvc	1,15	0,59
P104	J63	J60	99,18	125	pvc	-16,18	1,32
P105	J61	J62	104,6	125	pvc	15,06	1,23
P106	J59	J60	94,79	125	pvc	19,24	1,57
P107	J58	J61	100	125	pvc	13,85	1,13
P108	J10	J59	98,63	150	pvc	23,15	1,31
P109	J80	J81	51,09	75	pvc	3,93	0,89
P110	J58	J80	240,79	125	pvc	-12,25	1
P111	R-2	J103	187,36	250	PEHD	58,53	1,2
P112	J103	J50	584,75	250	PEHD	57,73	1,18
P113	J78	J77	371,71	125	PEHD	11,03	0,9
P114	J2	J104	169,11	125	pvc	17,84	1,45
P115	J104	J3	229,67	125	pvc	7,96	0,65
P116	J3	J105	185,92	125	pvc	6,22	0,51
P117	J105	J4	73,28	125	pvc	19,76	1,61
P118	J104	J106	78,97	125	PVC	8,73	0,71
P61	J64	J65	318,6	75	pvc	-1,05	0,24

Tableau : Résultat de simulation du réseau projeté (Etat des vitesses dans les tronçons) (Suite et fin)

Tronçons	Du nœud	Au nœud	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Matériel	Débit (L/s)	Vitesse (m/s)
P119	J106	J105	199,32	150	PVC	14,64	0,83
P120	J1	J107	628,95	160	pvc	46,39	2,31
P121	J107	J2	688,84	200	pvc	43,23	1,38
P122	J4	J108	229,37	90	pvc	-10,56	1,66
P123	J108	J6	36,61	125	pvc	-18,59	1,52
P124	J106	J108	171,2	100	PVC	-6,99	0,89
P125	R-3	J109	130,54	250	PEHD	75,06	1,53
P126	J109	J34	447,94	250	PEHD	74,08	1,51
P127	J77	J110	65,52	125	PEHD	11,81	0,96
P128	J111	J77	86,52	90	PEHD	2,03	0,32
P129	J110	J112	98,55	75	PEHD	2,03	0,46
P130	J112	J111	70,1	90	PEHD	-5,5	0,86
P131	J110	J113	91,33	125	PEHD	9,17	0,75
P132	J113	J35	17,02	125	PEHD	13,06	1,06
P133	J112	J113	200,66	90	PEHD	4,63	0,73
P134	J49	J43	302,82	125	PEHD	19,1	1,56
P135	J42	J114	75,39	90	PEHD	5,02	0,79
P136	J114	J43	106,6	125	PEHD	7,03	0,57
P137	J49	J114	130,93	75	PEHD	-2,13	0,48
P138	J48	J115	138,06	160	PEHD	25,31	1,26
P139	J115	J114	132,14	90	PEHD	6,21	0,98
P140	J115	J49	90,72	125	PEHD	18,23	1,49
P141	J43	J116	96,54	125	PEHD	11,18	0,91
P142	J116	J47	91,61	90	PEHD	1,99	0,31
P143	J117	J44	194,42	90	PEHD	2,87	0,45
P144	J116	J117	242,68	110	PEHD	5,16	0,54
P145	J47	J45	108,61	90	PEHD	2,49	0,39
P146	J45	J44	267,71	90	PEHD	3,24	0,51
P147	J43	J118	209,48	75	PEHD	2,23	0,51
P148	J118	J117	103,33	90	PEHD	4,02	0,63
P149	J42	J118	308,61	90	PEHD	4,27	0,67
P150	J34	J78	128,32	160	PEHD	12,66	0,63
P151	J76	J119	94,9	90	PEHD	4,82	0,76
P152	J119	J111	99,07	90	PEHD	8,14	1,28
P153	J78	J119	123,81	75	PEHD	4,08	0,92
P154	J36	J79	101,06	160	PEHD	17,32	0,86
P155	J35	J48	252,5	90	PEHD	7,2	1,13
P156	J37	J120	111,8	110	PEHD	14,43	1,52
P157	J120	J48	21,5	125	PEHD	19,1	1,56
P158	J79	J120	167,95	75	PEHD	5,39	1,22
P159	J41	J121	168,65	125	PEHD	3,33	0,27
P160	J40	J122	128,05	160	PEHD	13,27	0,66
P161	J122	J41	241,34	160	PEHD	4,31	0,21
P162	J121	J122	208,23	160	PEHD	-7,57	0,38

ANNEXE VII.2 Résultats de simulation du réseau projeté (Etat des pressions aux nœuds) Cas de pointe + Incendie



ANNEXE VII.2 Cas de pointe + Incendie

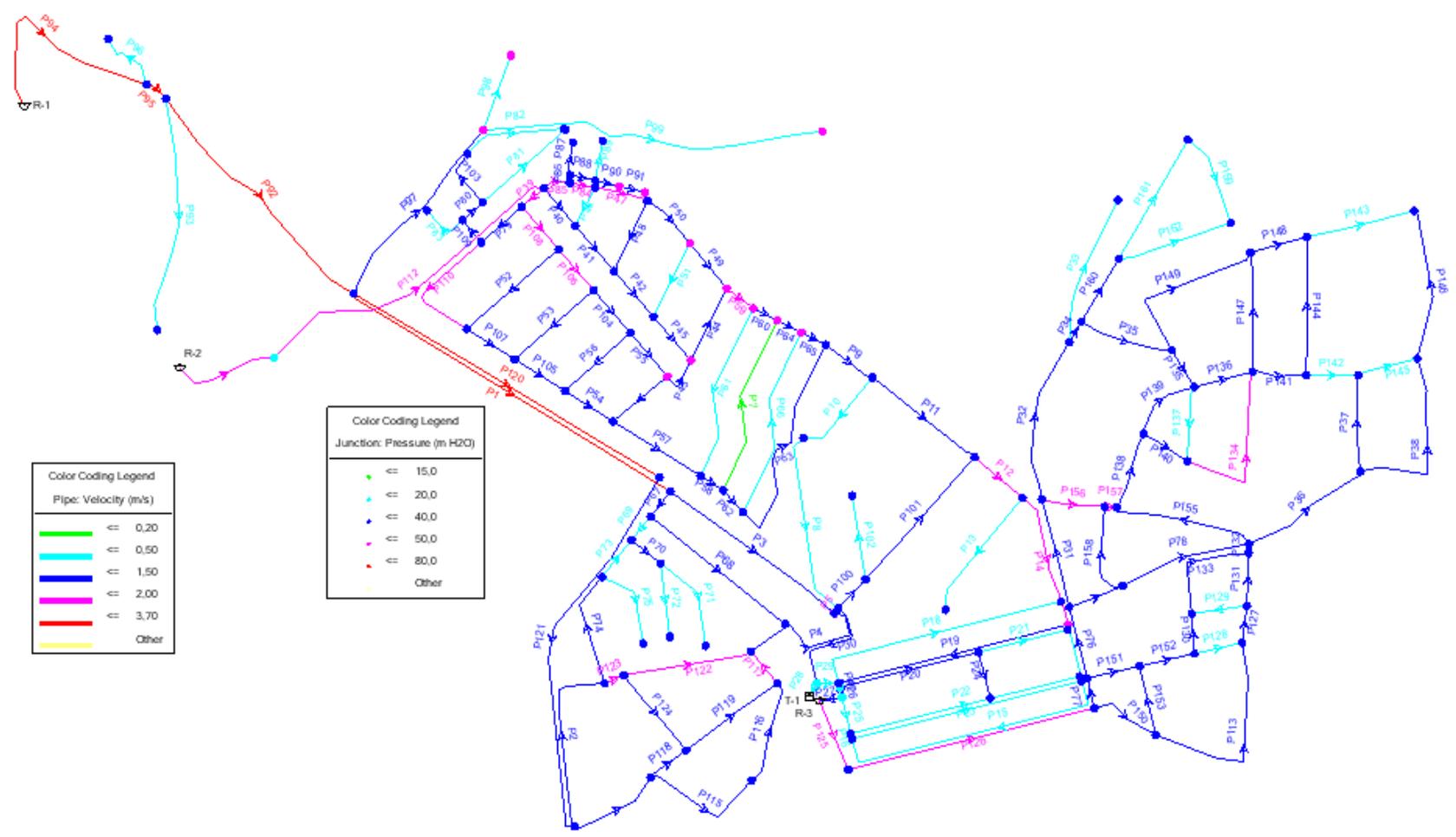
Tableau : Résultat de simulation du réseau projeté (Etat des pressions aux nœuds).

Nœud	Elévation (m)	Débit (L/s)	Charge piézométrique (m)	Pression (m.c.e)
J-1	1 394,42	5,14	1425,72	31,3
J-2	1 371,75	2,84	1404,45	32,7
J-3	1 366,66	1,74	1398,46	31,8
J-4	1 361,32	1,37	1393,92	32,6
J-5	1 371,80	2,58	1404,2	32,4
J-6	1 370,33	1,36	1401,43	31,1
J-7	1 360,20	1,53	1391,1	30,9
J-8	1 359,78	0,47	1390,88	31,1
J-9	1 364,02	1,32	1397,12	33,1
J-10	1 378,53	0,59	1416,13	37,6
J-11	1 373,36	0,97	1409,06	35,7
J-12	1 370,13	0,73	1410,33	40,2
J-13	1 368,47	0,72	1409,77	41,3
J-14	1 370,40	1,01	1407,4	37
J-15	1 366,44	2,05	1407,34	40,9
J-16	1 366,55	1,2	1391,25	24,7
J-17	1 361,89	1,2	1391,29	29,4
J-18	1 352,13	1,51	1388,13	36
J-19	1 346,22	1,43	1385,42	39,2
J-20	1 350,13	0,59	1383,83	33,7
J-21	1 340,90	1,04	1380,9	40
J-22	1 359,25	4,28	1379,85	20,6
J-23	1 359,49	0,18	1379,89	20,4
J-24	1 360,12	0,67	1379,92	19,8
J-25	1 359,94	1,02	1379,94	20
J-26	1 340,69	1,1	1378,89	38,2
J-27	1 348,44	1,19	1374,14	25,7
J-28	1 340,93	1,39	1373,53	32,6
J-29	1 341,75	1	1378,95	37,2
J-30	1 341,63	1	1379,03	37,4
J-31	1 348,69	1,2	1372,09	23,4
J-32	1 359,96	0,2	1379,86	19,9
J-33	1 362,68	0,01	1379,98	17,3
J-34	1 341,78	1,51	1363,18	21,4
J-35	1 324,67	2,79	1359,87	35,2
J-36	1 340,84	1,02	1362,54	21,7
J-37	1 345,63	1,44	1369,13	23,5
J-38	1 338,45	1,45	1366,35	27,9
J-39	1 332,49	2,64	1364,89	32,4
J-40	1 336,83	0,81	1364,13	27,3
J-41	1 327,19	0,98	1357,59	30,4
J-42	1 333,68	1,33	1360,28	26,6
J-43	1 330,13	12,72	1356,53	26,4
J-44	1 329,21	6,11	1355,01	25,8
J-45	1 327,19	4,68	1355,79	28,6
J-46	1 320,28	0,98	1357,98	37,7
J-47	1 328,69	6,89	1355,99	27,3
J-48	1 336,52	0,99	1361,02	24,5
J-49	1 329,66	1,26	1356,76	27,1
J-50	1 378,49	1,85	1416,69	38,2
J-51	1 376,04	0,64	1414,54	38,5
J-52	1 373,96	1,83	1412,56	38,6
J-53	1 371,97	3,84	1410,67	38,7
J-54	1 369,16	2,77	1410,16	41
J-55	1 375,90	1,52	1414,6	38,7
J-56	1 373,01	0,81	1412,61	39,6
J-57	1 370,35	0,85	1411,15	40,8
J-58	1 382,28	18,33	1410,68	28,4
J-59	1 376,88	0,98	1414,68	37,8
J-60	1 374,92	0,91	1412,62	37,7
J-61	1 378,11	0,93	1410,41	32,3

Tableau : Résultat de simulation du réseau projeté (Etat des pressions aux nœuds). (Suite et fin)

Nœud	Elévation (m)	Débit (L/s)	Charge piézométrique (m)	Pression (m.c.e)
J-62	1 374,34	0,86	1409,84	35,5
J-63	1 371,96	0,85	1411,16	39,2
J-64	1 371,13	1,31	1407,63	36,5
J-65	1 367,49	1,02	1408,09	40,6
J-66	1 369,19	1,90	1407,19	38
J-67	1 365,15	1,05	1406,65	41,5
J-68	1 370,65	0,99	1399,95	29,3
J-69	1 361,53	0,73	1388,93	27,4
J-70	1 370,72	0,48	1400,92	30,2
J-71	1 369,00	0,89	1396	27
J-72	1 365,53	0,43	1393,33	27,8
J-73	1 367,78	0,31	1393,78	26
J-74	1 370,96	1,07	1400,06	29,1
J-75	1 369,19	0,37	1395,69	26,5
J-76	1 341,47	0,67	1362,87	21,4
J-77	1 324,59	1,26	1360,79	36,2
J-78	1 335,64	1,50	1362,74	27,1
J-79	1 335,46	1,21	1362,16	26,7
J-80	1 381,67	0,93	1415,07	33,4
J-81	1 381,99	0,45	1414,59	32,6
J-82	1 381,37	0,84	1412,57	31,2
J-83	1 383,39	0,71	1411,69	28,3
J-84	1 378,58	0,47	1412,28	33,7
J-85	1 378,60	0,44	1411,4	32,8
J-86	1 383,74	0,22	1413,84	30,1
J-87	1 377,19	0,26	1415,99	38,8
J-88	1 377,03	0,29	1415,93	38,9
J-89	1 377,68	0,15	1415,38	37,7
J-90	1 375,88	0,38	1415,18	39,3
J-91	1 376,91	0,17	1415,01	38,1
J-92	1 374,34	0,22	1414,74	40,4
J-93	1 373,44	0,11	1414,44	41
J-94	1 426,55	2,25	1449,95	23,4
J-95	1 427,12	0,99	1449,12	22
J-96	1 431,14	1,39	1452,34	21,2
J-97	1 436,88	0,28	1456,98	20,1
J-98	1 382,45	2,69	1424,75	42,3
J-99	1 374,11	0,34	1422,51	48,4
J-100	1 369,93	1,47	1418,33	48,4
J-101	1 360,13	1,21	1390,53	30,4
J-102	1 358,12	0,36	1390,22	32,1
J-103	1 407,87	1,40	1426,37	18,5
J-104	1 369,11	1,15	1400,21	31,1
J-105	1 363,81	1,10	1398,11	34,3
J-106	1 368,02	1,08	1398,92	30,9
J-107	1 371,73	3,16	1409,63	37,9
J-108	1 369,69	1,05	1400,19	30,5
J-109	1 359,42	1,39	1380,82	21,4
J-110	1 324,91	0,61	1360,41	35,5
J-111	1 329,97	0,61	1360,87	30,9
J-112	1 331,51	0,89	1360,41	28,9
J-113	1 324,97	0,74	1360,07	35,1
J-114	1 330,56	1,07	1356,76	26,2
J-115	1 333,15	0,87	1357,95	24,8
J-116	1 330,39	1,03	1356,09	25,7
J-117	1 329,15	1,30	1355,45	26,3
J-118	1 330,27	1,49	1355,87	25,6
J-119	1 337,25	0,76	1362,35	25,1
J-120	1 337,39	0,72	1361,29	23,9

ANNEXE VII.2 Résultats de simulation du réseau projeté (Etat des vitesses des tronçons) Cas de pointe + Incendie



ANNEXE VII.2 Cas de pointe + Incendie

Tableau : Résultat de simulation du réseau projeté (Etat des vitesses dans les tronçons)

Tronçons	Du nœud	Au nœud	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Matériel	Débit (L/s)	Vitesse (m/s)
P1	J1	J5	659,97	80	pvc	10,36	2,06
P2	J6	J2	324,43	150	pvc	-22,65	1,28
P3	J5	J7	359,32	75	pvc	4,11	0,93
P4	J7	J4	269,33	160	PEHD	-29,11	1,45
P5	J7	J8	10,86	160	PEHD	31,69	1,58
P6	J11	J12	124,24	100	pvc	-8,41	1,07
P7	J14	J15	323,01	90	pvc	1,02	0,16
P8	J8	J16	328,48	90	pvc	-1,71	0,27
P9	J17	J9	100,98	125	PEHD	-16,66	1,36
P10	J16	J17	172,03	125	PEHD	-2,91	0,24
P11	J18	J17	228,53	110	PEHD	-12,54	1,32
P12	J18	J19	110,95	110	pvc	16,7	1,76
P13	J19	J20	244,29	40	pvc	0,59	0,47
P14	J19	J21	241,8	110	pvc	14,68	1,54
P15	J21	J22	606,14	90	pvc	2,51	0,4
P16	J22	J23	9,62	125	pvc	-2,77	0,23
P17	J24	J25	7,63	200	pvc	-20,81	0,66
P18	J25	J26	458,52	63	pvc	1,1	0,35
P19	J25	J21	417,77	150	pvc	-11,12	0,63
P20	J24	J27	252,59	63	pvc	3,78	1,21
P21	J27	J28	162,17	63	pvc	1,39	0,45
P22	J23	J29	416,33	63	pvc	1	0,32
P23	J22	J30	417,19	63	pvc	1	0,32
P24	J27	J31	83,15	40	pvc	1,2	0,95
P25	J23	J32	64,89	125	pvc	-3,95	0,32
P26	J32	J24	18,34	200	pvc	-16,36	0,52
P27	R-3	J32	40,14	125	pvc	-12,22	1
P28	T-1	J33	27,04	200	pvc	-13,88	0,44
P29	J33	J25	38,41	200	pvc	11,81	0,38
P30	J33	J8	193,97	200	PEHD	-25,7	0,82
P31	J36	J37	195,31	200	PEHD	44,67	1,42
P32	J37	J38	293,21	160	PEHD	28,79	1,43
P33	J38	J39	267,25	90	PEHD	2,64	0,41
P34	J38	J40	41,93	160	pvc	24,7	1,23
P35	J40	J42	169,29	125	PEHD	10,62	0,87
P36	J35	J46	239,21	125	PEHD	13,79	1,12
P37	J46	J47	169,23	90	PEHD	7,39	1,16
P38	J46	J45	325,48	90	PEHD	5,43	0,85
P39	J50	J10	50,33	200	pvc	54,75	1,74
P40	J50	J51	85,5	70	pvc	5,25	1,36
P41	J51	J52	105,02	75	pvc	5,35	1,21
P42	J52	J53	105,86	75	pvc	5,25	1,19
P43	J12	J54	78,88	100	pvc	4,06	0,52
P44	J54	J13	140,69	100	pvc	4,05	0,52
P45	J53	J54	100,87	75	pvc	2,76	0,63
P46	J51	J55	75,16	63	pvc	-0,74	0,24
P47	J56	J55	95,85	100	pvc	-12,15	1,55
P48	J52	J56	135,96	63	pvc	-1,73	0,56
P49	J13	J57	102,13	90	pvc	-7,41	1,16
P50	J57	J56	106,76	100	pvc	-9,61	1,22
P51	J53	J57	143,52	63	pvc	-1,35	0,43
P52	J58	J59	214,11	75	pvc	-5,36	1,21
P53	J60	J61	184,53	75	pvc	4,15	0,94
P54	J62	J11	100,49	125	pvc	13,14	1,07
P55	J12	J63	100,16	125	pvc	-13,2	1,08
P56	J62	J63	153,79	75	pvc	-3,52	0,8
P57	J11	J64	181,22	150	pvc	20,58	1,16
P58	J64	J14	48,03	150	pvc	15,66	0,89
P59	J13	J65	58,3	90	pvc	10,74	1,69
P60	J65	J15	47,55	90	pvc	8,33	1,31

Tableau : Résultat de simulation du réseau projeté (Etat des vitesses dans les tronçons) (Suite)

Tronçons	Du nœud	Au nœud	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Matériel	Débit (L/s)	Vitesse (m/s)
P61	J64	J65	318,6	75	pvc	-1,39	0,31
P62	J14	J66	51,49	150	pvc	13,63	0,77
P63	J66	J9	399,73	100	pvc	10,27	1,31
P64	J15	J67	47,52	90	pvc	7,3	1,15
P65	J67	J9	48,16	90	pvc	7,71	1,21
P66	J66	J67	342,01	75	pvc	1,46	0,33
P67	J5	J68	55,71	63	pvc	3,67	1,18
P68	J68	J69	303,29	50	pvc	1,73	0,88
P69	J68	J70	53,23	63	pvc	0,95	0,3
P70	J70	J71	65,54	40	pvc	1,63	1,3
P71	J71	J72	177,59	40	pvc	0,43	0,34
P72	J71	J73	129,39	40	pvc	0,31	0,25
P73	J70	J74	83,31	63	pvc	-1,16	0,37
P74	J74	J6	206,74	50	pvc	-2,6	1,33
P75	J74	J75	154,56	40	pvc	0,37	0,29
P76	J36	J76	128,31	250	PEHD	-59,01	1,20
P77	J76	J34	54,13	250	PEHD	-61,42	1,25
P78	J35	J79	237,03	110	PEHD	-10,72	1,13
P79	J10	J80	95,47	150	pvc	25,08	1,42
P80	J81	J82	47,56	50	pvc	2,86	1,46
P81	J82	J84	193,9	63	pvc	0,87	0,28
P82	J83	J85	184,02	50	pvc	0,44	0,22
P83	J81	J86	89,62	40	pvc	0,62	0,49
P84	J55	J87	45,43	100	pvc	-14,41	1,83
P85	J87	J50	49,49	125	pvc	-18,53	1,51
P86	J87	J88	13,99	100	pvc	4,02	0,51
P87	J88	J89	61,41	40	pvc	0,65	0,52
P88	J88	J90	45,56	63	pvc	3,08	0,99
P89	J90	J91	70,65	40	pvc	0,37	0,29
P90	J90	J92	43,34	63	pvc	2,33	0,75
P91	J92	J93	47,07	63	pvc	2,11	0,68
P92	J94	J1	481,49	160	pvc	67,06	3,34
P93	J94	J95	413,68	63	pvc	0,99	0,32
P94	R-1	J96	417,31	160	pvc	72,97	3,63
P95	J96	J94	43,21	160	pvc	70,3	3,5
P96	J96	J97	117,77	63	pvc	1,28	0,41
P97	J1	J98	371,33	110	pvc	5	0,53
P98	J98	J99	139,8	63	pvc	0,84	0,27
P99	J98	J100	611,76	63	pvc	1,47	0,47
P100	J8	J101	70,29	110	pvc	7,23	0,76
P101	J101	J18	287,64	90	pvc	5,66	0,89
P102	J101	J102	148,1	40	pvc	0,36	0,29
P103	J82	J83	109,78	50	pvc	1,15	0,59
P104	J63	J60	99,18	125	pvc	-17,57	1,43
P105	J61	J62	104,6	125	pvc	10,47	0,85
P106	J59	J60	94,79	125	pvc	22,64	1,84
P107	J58	J61	100	125	pvc	7,25	0,59
P108	J10	J59	98,63	150	pvc	28,98	1,64
P109	J80	J81	51,09	75	pvc	3,93	0,89
P110	J58	J80	240,79	125	pvc	-20,22	1,65
P111	R-2	J103	187,36	250	PEHD	74,08	1,51
P112	J103	J50	584,75	250	PEHD	73,28	1,50
P113	J78	J77	371,71	125	PEHD	11,03	0,9
P114	J2	J104	169,11	125	pvc	17,92	1,46
P115	J104	J3	229,67	125	pvc	7,99	0,65
P116	J3	J105	185,92	125	pvc	6,25	0,51
P117	J105	J4	73,28	125	pvc	19,87	1,62
P118	J104	J106	78,97	125	PVC	8,77	0,71

Tableau : Résultat de simulation du réseau projeté (Etat des vitesses dans les tronçons) (Suite et fin)

Tronçons	Du nœud	Au nœud	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Matériel	Débit (L/s)	Vitesse (m/s)
P119	J106	J105	199,32	150	PVC	14,71	0,83
P120	J1	J107	628,95	160	pvc	46,56	2,32
P121	J107	J2	688,84	200	pvc	43,4	1,38
P122	J4	J108	229,37	90	pvc	-10,61	1,67
P123	J108	J6	36,61	125	pvc	-18,68	1,52
P124	J106	J108	171,2	100	PVC	-7,02	0,89
P125	R-3	J109	130,54	250	PEHD	75,06	1,53
P126	J109	J34	447,94	250	PEHD	74,08	1,51
P127	J77	J110	65,52	125	PEHD	11,81	0,96
P128	J111	J77	86,52	90	PEHD	2,03	0,32
P129	J110	J112	98,55	75	PEHD	2,03	0,46
P130	J112	J111	70,1	90	PEHD	-5,5	0,86
P131	J110	J113	91,33	125	PEHD	9,17	0,75
P132	J113	J35	17,02	125	PEHD	13,06	1,06
P133	J112	J113	200,66	90	PEHD	4,63	0,73
P134	J49	J43	302,82	125	PEHD	19,1	1,56
P135	J42	J114	75,39	90	PEHD	5,02	0,79
P136	J114	J43	106,6	125	PEHD	7,03	0,57
P137	J49	J114	130,93	75	PEHD	-2,13	0,48
P138	J48	J115	138,06	160	PEHD	25,31	1,26
P139	J115	J114	132,14	90	PEHD	6,21	0,98
P140	J115	J49	90,72	125	PEHD	18,23	1,49
P141	J43	J116	96,54	125	PEHD	11,18	0,91
P142	J116	J47	91,61	90	PEHD	1,99	0,31
P143	J117	J44	194,42	90	PEHD	2,87	0,45
P144	J116	J117	242,68	110	PEHD	5,16	0,54
P145	J47	J45	108,61	90	PEHD	2,49	0,39
P146	J45	J44	267,71	90	PEHD	3,24	0,51
P147	J43	J118	209,48	75	PEHD	2,23	0,51
P148	J118	J117	103,33	90	PEHD	4,02	0,63
P149	J42	J118	308,61	90	PEHD	4,27	0,67
P150	J34	J78	128,32	160	PEHD	12,66	0,63
P151	J76	J119	94,9	90	PEHD	4,82	0,76
P152	J119	J111	99,07	90	PEHD	8,14	1,28
P153	J78	J119	123,81	75	PEHD	4,08	0,92
P154	J36	J79	101,06	160	PEHD	17,32	0,86
P155	J35	J48	252,5	90	PEHD	7,2	1,13
P156	J37	J120	111,8	110	PEHD	14,43	1,52
P157	J120	J48	21,5	125	PEHD	19,1	1,56
P158	J79	J120	167,95	75	PEHD	5,39	1,22
P159	J41	J121	168,65	125	PEHD	3,33	0,27
P160	J40	J122	128,05	160	PEHD	13,27	0,66
P161	J122	J41	241,34	160	PEHD	4,31	0,21
P162	J121	J122	208,23	160	PEHD	-7,57	0,38

