



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option: ALIMENTATION EN EAU POTABLE

THEME :

Diagnostic et réhabilitation du réseau d'alimentation en eau
Potable de la ville d'OuedFodda (W. Chlef)

Présenté par :

BEGHDAOUI Abdelaziz

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
Mme.DJOUDAR/HALLAL Dahbia	M.C.A	Président
Mme.TOUAHIR Sabah	M.A.A	Examineur
Mr.BOUNNAH Younes	M.A.A	Examineur
Mr.DERNOUNI Youcef	M.A.A	Examineur
Mr. HACHEMI Abdelkader	M.C.A	Promoteur

Session Septembre2024

Remerciement

En premier lieu, je tiens à exprimer ma gratitude envers Dieu pour m'avoir accordé la force et le courage de poursuivre mes études, et aujourd'hui, grâce à lui, j'ai atteint la perfection de mes études. Louez Dieu à tout instant.

Je tiens à exprimer ma gratitude envers mon promoteur, M. Hachemi, pour son intérêt, ses conseils et surtout son temps qu'il m'a consacré pour élaborer ce travail de manière optimale.

Je tiens à remercier le président et les membres du jury d'avoir accepté d'analyser mon travail.

*Je souhaite exprimer ma reconnaissance envers tous les membres du personnel du CIH et DRE Chlef, en particulier le Professeur **Belala Ismail**, pour leur soutien lors de toutes les tâches que j'ai effectuées dans le cadre de mon mémoire.*

« *Dédicace* »

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

- ❖ *À mes parents les plus chers pour les sacrifices qu'ils ont faits pour me voir finalement atteindre cet objectif.*
- ❖ *À tous mes frères et sœurs.*
- ❖ *À tout ma grande famille « BEGHDAOUI ».*
- ❖ *À mes aïeux de Chlef et Blida.*
- ❖ *À tous ceux qui m'ont apporté leur aide dans ma tâche, même avec un mot aimable.*

Enfin, nous prions pour que nos frères en Palestine remportent la victoire sur leur ennemi usurpateur. Nous prions Dieu pour que nos frères et les enfants du peuple de Gaza soient protégés contre l'agression sioniste.

Abdelaziz. BEGHDAOUI

ملخص

تهدف دراستنا إلى تشخيص شبكة إمدادات مياه الشرب في مدينة واد الفضة بولاية الشلف. قدمنا من خلال هذه الدراسة لمحة عن الوضع الحالي لموارد المياه والهياكل المختلفة للتخزين والشبكة. بعد ذلك، انتقلنا إلى تقدير الاحتياجات المائية لسكان المدينة في أفق عام 2054. أظهرت نتائج التشخيص أن أبرز أسباب الأعطال المسجلة في الشبكة هي نقص المياه في عدة مناطق، والتسربات الكبيرة التي كشفت عنها التدخلات العديدة على الشبكة، مما أدى إلى انخفاض الضغط في العقد وارتفاع كبير في سرعة التدفق. في مرحلة إعادة التأهيل، قمنا بتجديد جميع الأنابيب باستثناء تلك المصنوعة من نظراً لكونها في حالة متدهورة. كما قمنا بإضافة أنابيب لتعزيز الشبكة وضمان (PEHD) البولي إيثيلين عالي الكثافة وصول المياه إلى النقاط السوداء. ناقشنا أيضاً جوانب إدارة المشروع، بما في ذلك حجم أعمال الحفر، وتخطيط الأعمال، وتقدير التكاليف، وضمان التنفيذ السليم لأعمال المشروع.

واد الفضة، التشخيص، إعادة التأهيل، إمدادات مياه الشرب، جودة المياه: الكلمات المفتاحية

Résumé

L'objectif de notre étude est de réaliser un diagnostic du réseau d'alimentation en eau potable (AEP) de la ville d'Oued Fodda, située dans la wilaya de Chlef. À travers cette étude, nous avons d'abord donné un aperçu de la situation actuelle des ressources hydrauliques, du réseau et des différentes structures de stockage. Ensuite, nous avons procédé à l'estimation des besoins en eau de la population à l'horizon 2054.

Les résultats du diagnostic ont révélé que les principales causes des défaillances enregistrées sur le réseau sont le manque d'eau dans plusieurs zones et les fuites importantes, détectées par les nombreuses interventions sur le réseau, ce qui a entraîné une diminution de la pression dans les nœuds et une augmentation significative de la vitesse d'écoulement.

Lors de la phase de réhabilitation, nous avons renouvelé toutes les canalisations, à l'exception de celles en PEHD, qui sont en mauvais état. De plus, nous avons ajouté des canalisations pour renforcer le réseau et assurer l'alimentation des points critiques.

Nous avons également abordé la gestion de projet, en discutant du volume des travaux de terrassement, de la planification des travaux et de l'estimation des coûts, afin de garantir une exécution correcte des travaux.

Mots clés : Oued Fodda, diagnostic, réhabilitation, alimentation en eau potable,

Abstract

The aim of our study is to establish a diagnosis of the drinking water supply network in the city of Oued Fodda, located in the wilaya of Chlef. This study provides an overview of the current situation of water resources, the network, and the various storage structures. Then, we proceeded to estimate the water needs of the population by 2054.

The diagnosis results showed that the main causes of failures in the network are water shortages in several areas and significant leaks, revealed by numerous interventions on the network, leading to reduced pressure at key points and increased flow velocity.

In the rehabilitation phase, we renewed all the pipes except for the HDPE ones, which were in poor condition. We also added pipes to strengthen the network and ensure water reaches critical points.

Additionally, we discussed project management aspects such as earthwork volumes, project planning, cost estimation, and ensuring proper execution of the project works.

Key words: Oued Fodda, diagnosis, rehabilitation, drinking water supply

SOMMAIRE

Introduction général	1
Chapitre I : Présentation de la zone d'étude	
I.1 Introduction	3
I.2 situation géographique d'agglomération de ville Oued Fodda :.....	3
I.3 Situation Topographique :	4
I.4 Description de la zone d'étude	5
I.4.1 cadre Climatique.....	5
a) Température (1)	5
b) Précipitation.....	6
c) Ensoleillement (1).....	7
d) Evaporation (1)	8
e) Humidité	9
I.4.2 Synthèse climatique	10
I.4.2.1 Situation géologique : (2)	10
I.4.2.2 Sismicité (3).....	11
I.4.3 Infrastructure routière (3)	12
I.4.4 Ressources forestiers (4).....	13
I.5 Situation démographique	14
I.6 Situation hydraulique.....	15
I.6.1 Alimentation en eau potable	15
I.6.2 Assainissement	18
Conclusion :	18
Chapitre II : Estimation des besoins en eau	
Introduction.....	20
II.1 Evaluation de population (7)	20
II.2 Evaluation en besoin en eau potable à l'état actuelle (2024)	22
II.2.1 Consommation moyenne journalière	22
II.3.2 Consommation maximale journalière	26
II.3.2.1 Coefficient d'irrégularité maximum journalier ($K_{max,j}$)	26
II.3.2.2 Coefficient d'irrégularité minimum journalier ($K_{min,j}$) :	26
II.3.2.3 Débit Maximin journalier	26

II.3.3 Détermination des consommations horaires	27
II.3.3.1 Débit moyen horaire	27
II.3.2 Détermination du débit maximum horaire	27
II.3.4 Analyse de la consommation horaire par rapport au nombre d'habitants	29
II.4 Estimation des besoins en eau potable a l'horizon 2054.....	31
II.4.1 Calcul des besoins moyens journaliers.....	31
II.4.2 Détermination des débits de consommation.....	32
II.4.3 Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant.....	33
Conclusion	35

Chapitre III :Etude de stockage

III.1.INTRODUCTION	37
III.2.FONCTIONS DES RESERVOIRS	37
III.2.1Fonctions techniques des réservoirs.....	37
III.2.2 Fonctions économiques.....	38
III.3 CLASSIFICATION DES RESERVOIRES.....	38
III.4EMPLACEMENT DES RESERVOIRS.....	38
III.5 Détermination de volume du réservoir.....	38
III.5.1 La méthode analytique (7)	39
III.5.2 Méthode graphique (7).....	39
III.6 Détermination de capacité de stockage	40
III .7 Bilan du stockage	43
III.8.2 les réservoirs situés en centre de ville d'Oued Fodda :	45
III.8.2.1 Les réservoirs rectangulaires enterrés réalise en (400 m ³ ,1954 et 1000 m ³ ,1957)	45
III.8.2.2 Les réservoirs circulaires semi enterrés réalise en (1000 m ³ ,1990 et 100 m ³ ,1987 et 250 m ³ ,1988).....	47
III.9Dimensionnement de réservoir (Diamètre, Hauteur, et Surface).....	48
III.9.1 Comparaison entre les ressources et les besoins.....	49
III.10 Les équipement du réservoir	51
III.10.1 Conduite d'arrive ou d'alimentation	51
III.10.1.1Par sur verse	51
III.10.1.2 Par-dessous	52
III.10.2 Conduite de départ ou de distribution	52
III.10.3 Conduite de trop plein.....	53
III.10.4 Conduite de vidange.....	54

III.10.5 Conduite by-pass.....	55
III .10.6 Matérialisation de la réserve d'incendie	55
III.10.7 Système automatisé.....	56
III.11 TEVERSEE DES CONDUITES DANS LES PAROIS DE LA CUVE.....	56
III.12. Les joints d'étanchéité	58
III.13. HYGIENE ET SECURITE.....	59
Conclusion	59

Chapitre IV : Diagnostique du réseau de distribution existant

Introduction.....	61
IV.1 Diagnostique du réseau de distribution existant:	61
Logiciel WATER CAD.....	62
IV.2 Description du logiciel Water CAD.....	62
IV.2.1 Fonction et application	62
IV.3 Calcul hydraulique de réseaux existant	62
IV.3.1 Détermination des débits (routes et nodaux)	63
IV.3.2 Cas de pointe.....	63
IV.5 Cas de pointe +incendie.....	Error! Bookmark not defined.
III.4 Constations et interprétations des résultats de simulation	70
IV.6.1 Cas de pointe.....	70
IV.6.2 Cas de pointe + incendie.....	70
IV.2 Diagnostique physique du réseau de distribution	70
IV.2.2 Recommandations.....	74
Conclusion	75

Chapitre V : Conception d'un nouveau réseau d'AEP

Introduction.....	77
V.2 Choix du schéma du réseau de distribution	77
V.3 Choix de type de réseau	77
V.4 Conception du réseau de l'agglomération.....	77
V.7 Comparaison entre les différents types de tuyaux :	78
V.7 .1 Comparaison entre les différents types des conduits (9).....	78
V.8 Calcul hydraulique du réseau de distribution pour L'horizon 2054.	80
V.8.1.2 Calcul des débits en route	81
V.8.1.3 Détermination des débits nodaux	81
V.9 Résultats de la simulation	81
cas de point	81

cas de point+ incendie.....	182
Conclusion	83

Chapitre VI : Etude de l'adduction

Introduction.....	85
VI.2 Type d'adduction	85
VI.2.1 Adduction gravitaire	85
VI.2.3 Adduction mixte	85
VI.3 Choix de la trace des adductions.....	85
VI.4 Choix du matériau.....	86
VI.4.1 Schéma hydraulique.....	86
VI.4.1.1Réseau d'adduction des puits existant	88
VI.5 Dimensionnement de l'adduction :	90
VI.5. Adduction par refoulement (les puits) et réservoirs 3000m ³	90
VI_5-1 Diamètre économique :.....	90
IV_5_2 Étude technico- économique de l'adduction :	92
IV_5_3 perte de charge :.....	92
IV_5_3_1 perte de charges linéaires :.....	93
IV_5_3_2 pertes de charges singulières :	93
IV_5_3_3 pertes de charges totales :	93
VI-5-4-Frais d'amortissement :	93
VI-5-5-Frais d'exploitation:.....	94
VI-5-5-1-la puissance absorbée de la pompe :.....	96
VI-5-5-2-l'énergie consommée annuellement par la pompe :	96
VI-5-5-3-Frais d'exploitation :	96
VI_5_6_ Bilan :.....	98
VI.5. Adduction gravitaire réservoirs 7500-3000 m ³	100
VI.6 Protection des conduites contre le coup de bélier :.....	102
VI-7 Etude de la protection d'une conduite de refoulement les forages de Oued Fodda :	103
Conclusion	107

Chapitre VII : DEVITS ESTIMATIF

Introduction.....	109
VII.1 Composition du réseau :.....	109
VII.2 Calcul des volumes : (9) VII.2.1 Calcul des volumes des tranchées :	110

VII.3 Calcul des volumes des lits de pose :	112
VII.4. calcul du réservoir :	112
VII.5 Calcul du montant du projet :	114
VII.6 Planification des travaux	116
Conclusion	118

Chapitre VIII : ACCESSOIRE

Introduction.....	120
VIII.2 Les robinets	120
VIII.2.1 Les robinets vannes	120
VIII.2.2 Les vanne papillons (12)	121
VIII.2.3 Les vanne d'isolement (12).....	122
VIII.2.4 Les vanne à clapet de non-retour	122
VIII.2.5 Les vannes de réduction de pression	122
V.III.3 Régulateur de pression amont	122
VIII.4 Les ventouses	123
VIII.5 Organes de mesure (13)	124
VIII.5.1 Mesure de débit	124
VIII.5.2 Mesure de pression (14)	125
VIII.6 Pièces spéciales de raccordement (7).....	126
VIII.6.1 Les tés	126
VIII.6.2 Les coude	126
VIII.6.3 Les croix de jonction.....	126
VIII.7 Les poteaux d'incendie	126
Conclusion	131
Références bibliographiques	132
Bibliography	132
Conclusion générale.....	133
ANNEXES	135

Liste des figures

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Figure I 1 situation géographique de ville Oued Fodda	4
Figure I 2: Moyenne mensuelle de la température (C °).....	6
Figure I 3: Moyenne mensuelle de la précipitation (mm).....	7
Figure I 4: Moyenne mensuelle de l'ensoleillement.....	8
Figure I 5: Moyenne mensuelles de l'évaporation (mm).....	9
Figure I 6: Moyenne mensuelles de la vitesse de vent (m/s) .. Error! Bookmark not defined.	
Figure I 7: Moyenne mensuelles de la vitesse de vent (m/s)	10
Figure I 8 Carte de zonage sismique du territoire national	12
Figure I 9: réseau routière de la zone d'étude (Ech 1/100 000).....	13
Figure I 10: Les puits existant (Oued Fodda)	16

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

Figure II 1: Estimation de la population de aux différents horizons	21
Figure II 2: Histogramme de consommation journalière.....	30
Figure II 3: Graphique de consommation actuel (2024).....	31
Figure II 4: Histogramme de consommation pour l'horizon 2054	34
Figure II 5 Graphique de consommation pour l'horizon 2054	35

Chapitre III : Etude de stockage

Figure III 1: l'état de réservoir	45
Figure III 2: l'état de réservoir	46
Figure III 3: Arrivée par sur verse et arrivée par sur verse.....	51
Figure III 4 Arrivée par-dessous et Arrivée par-dessous.....	52
Figure III 5: Conduite de départ	53
Figure III 6: Conduite de vidange et de trop <i>plein</i>	54
Figure III 7: Conduite by-pass.....	55
Figure III 8: Système de matérialisation de la réserve d'incendie	56
Figure III 9: Traversée des conduites (manchon à bout lisse).....	57
Figure III 10: traversée des conduites (graine en fonte).....	58

Chapitre IV : Diagnostique du réseau de distribution existant

Figure IV 1: les problèmes des conduits dans la Hay Zebabdja.	73
Figure IV 2 : Quartier 200 logements (ville d'Oued Fodda)	74
Figure IV 3: Quartier 200 logements (ville d'Oued Fodda) par Google Maps.	75

Chapitre V : Conception d'un nouveau réseau d'AEP

Figure V 1: marquage de conduit (PVC, PEHD, FONTE)	79
Figure V 2: résultats de simulation (pression ;vitesse) cas de pointe.....	82

Chapitre VI : Etude de l'adduction

Figure VI 1 le point de piquage de station de dessalement d'eau de mer qui alimente le réservoir de capacité de 7500 m ³	87
--	----

Figure VI 2: Schéma hydraulique	90
Figure VI 3 Adduction gravitaire reliant deux réservoirs	100

Chapitre VII : DEVITS ESTIMATIF

Figure VII 1: les diamètres de projet de réseau	110
Figure VII 2: Dimensions nominales des tranchées	111

Chapitre VIII : ACCESSOIRE

Figure VIII 1: Robinet vanne	121
Figure VIII 2: Les vannes papillons	122
Figure VIII 3: Régulateur de pression amont	123
Figure VIII 4: Ventouse à deux flotteurs.....	124
Figure VIII 5: Ventouse à un seul flotteur.	124
Figure VIII 6: Débitmètre déprimogène.....	125
Figure VIII 7: manomètre d'après document BAMO	126
Figure VIII 8: Bouche d'incendie	127
Figure VIII 9: System d'incendie	130

Liste des tableaux

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Tableaux I 1: moyennes mensuelles et annuelle des températures.....	5
Tableaux I 2: Moyennes mensuelles et annuelle des précipitations	6
Tableaux I 3: Moyennes mensuelles et annuelles de l'ensoleillement (h /j).....	7
Tableaux I 4: Moyennes mensuelle et annuelles de l'évaporation (mm).....	8
Tableaux I 5: Moyennes mensuelles et annuelles de la vitesse des vents.....	Error! Bookmark not defined.
Tableaux I 6: Les surfaces forestières de la commune d'Oued Fodda.....	13
Tableaux I 7: évolution de la population d'Oued Fodda	14
Tableaux I 8: Evolution de la population des zones éparses.....	Error! Bookmark not defined.
Tableaux I 9: Ressource en eau d'Oued Fodda.....	17
Tableaux I 10: Ouvrage d'alimentation en eau potable.....	17

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

Tableaux II 1: Estimation de la population	21
Tableaux II 2: Calcul du débit moyen de l'équipement (2024)	23
Tableaux II 3 : Besoins en eau potable de la ville d'Oued Fodda à l'horizon actuel (2024) ..	25
Tableaux II 4: β_{max} en fonction de nombre d'habitant	28
Tableaux II 5: Résultats de calculs des différents débits	28
Tableaux II 6: Détermination du débit maximum horaire.....	29
Tableaux II 7: Calcul du débit moyen de l'équipement projeté (2054)	31
Tableaux II 8: Récapitulation des besoins en eau potable de la ville d'Oued Fodda à l'horizon d'étude (2054).	32
Tableaux II 9: Résultats de calculs des différents débits pour l'horizon (2054)	33
Tableaux II 10: variation des débits horaires pour l'horizon (2054)	33

Chapitre III : Etude de stockage

Tableaux III 1: Détermination de la capacité du stockage à l'état actuel.....	40
Tableaux III 2: Calcul de la capacité des réservoirs en 2054.....	41
Tableaux III 3: Détermination de la capacité du réservoir à l'horizon(2054).....	42
Tableaux III 4: Calcul du volume total du stockage à l'horizon (2054).	43
Tableaux III 5: Bilan du stockage	43
Tableaux III 6: tableau donnant les dimensions de réservoir projeté.....	49
Tableaux III 7: Bilan Ressources –Besoins	50

Chapitre IV : Diagnostique du réseau de distribution existant

Tableaux IV 1: Calcul des débit nodaux (cas de pointe).	64
Tableaux IV 2: Débit et vitesse dans les différents tronçons du réseau (cas de pointe) ..	Error! Bookmark not defined.
Tableaux IV 3: Détermination des pressions aux nœuds (suit ..	Error! Bookmark not defined.
Tableaux IV 4: Débit et vitesse dans les différents tronçons du réseau (cas de pointe+ incendie).....	Error! Bookmark not defined.

Tableaux IV 5: Détermination des pressions aux nœuds Error! Bookmark not defined.

Chapitre V : Conception d'un nouveau réseau d'AEP

Tableaux V 1: Résultats de la simulation nœuds	163
Tableaux V 2: Résultats de la simulation sur les conduites	169
Tableaux V 3: Résultats de la simulation nœuds	182
Tableaux V 4: Résultats de la simulation sur les conduites.....	188

Chapitre VI : Etude de l'adduction

Tableaux VI 1: Ressource en eau d'Oued Fodda (les forages bons état).....	88
Tableaux VI 2: Frais d'amortissement et d'investissement :.....	93
Tableaux VI 3: Calcul de la hauteur manométrique totale HMT.....	95
Tableaux VI 4: Consommation et frais d'exploitation.....	96
Tableaux VI 5 pour les détails sur les caractéristiques de la conduite de refoulement.....	105

Chapitre VII : DEVITS ESTIMATIF

Tableaux VII 1: différents diamètres PEHD	Error! Bookmark not defined.
Tableaux VII 2: Volumes de tranchée (déblai).	Error! Bookmark not defined.
Tableaux VII 3: volume des lits de pose sable et remblai.....	112
Tableaux VII 4: Données proposées pour le réservoir projeté.....	112
Tableaux VII 5: les volume de compensent de réservoir	114
Tableaux VII 6: cout du projet	114
Tableaux VII 7: Enumération des opérations.....	116
Tableaux VII 8: détermination des délais	117

Liste des planches

1/5 : Plan de masse avec réseaux existant

2/5 : Plan de masse avec réseaux projeté

3/5 : P Plans des réservoirs.

4/5 : Plan des nœuds.

5/5 : Profil en long de l'adduction

Introduction général

Le développement d'une région, quel que soit le domaine, repose en grande partie sur l'amélioration du secteur hydraulique, car celui-ci est étroitement lié à l'ensemble des branches de l'économie. L'eau, ressource vitale, est le pilier de la santé publique. Cependant, si elle est mal traitée ou polluée, elle devient un vecteur dangereux de propagation des épidémies, ce qui souligne son importance cruciale dans presque tous les secteurs d'activité humaine. D'importants efforts doivent être déployés pour mobiliser cette ressource et la rendre accessible à tous.

Étant donné que la quantité d'eau disponible est limitée, il est impératif de trouver des solutions et de mettre en place des stratégies rigoureuses pour répondre aux besoins quotidiens en eau des populations urbaines et rurales. Toutefois, il ne suffit pas de garantir l'offre pour éviter les problèmes liés à l'eau. Il peut y avoir une quantité d'eau suffisante, mais les moyens pour l'exploiter efficacement font défaut, notamment en raison d'une mauvaise gestion entraînant des pertes et un gaspillage au niveau des réseaux d'adduction et de distribution.

Notre étude a pour objectif de réaliser un diagnostic approfondi du système d'alimentation en eau potable afin d'améliorer l'approvisionnement en eau de la ville d'Oued Fodda et d'augmenter les performances. Pour ce faire, nous procéderons aux étapes suivantes :

- Présentation du système actuel d'alimentation en eau potable.
- Diagnostic hydraulique en identifiant les défaillances existantes.
- Proposition de solutions pour remédier à ces défaillances.

L'objectif final est de dimensionner un nouveau réseau pour l'horizon 2054, capable de garantir un débit et une pression suffisants, ainsi que des infrastructures de stockage adéquates. Enfin, une estimation quantitative et financière sera effectuée pour définir le coût global et le délai de réalisation du projet.

Chapitre 1 :

Présentation de la zone d'étude

I.1 Introduction

Avant de démarrer tout projet d'alimentation en eau potable urbain, il est nécessaire de réaliser une étude de site pour comprendre les caractéristiques physiques du site et les facteurs qui influent sur la conception du projet, qui peuvent être regroupées en quatre

Catégories :

- Données naturelles du site, telles que l'urbanisme, la structure urbaine
- Des données démographiques liées à l'agglomération.
- Données liées au développement futur et à l'extension de la zone d'agglomération.
- Conditions hydraulique (AEP. assainissement)

Ainsi, la phase cruciale de la représentation de l'agglomération est essentielle dans le processus d'élaboration de l'étude conception et de dimensionnement des réseaux d'AEP.

Le but principal est de garantir que l'eau potable fournie respecte les normes et qualité et de sécurité sanitaire, en s'assurant qu'elle est dépourvue de contaminants et de substances polluantes pouvant mettre en danger la santé publique .

I.2 situation géographique d'agglomération de ville Oued Fodda :

La ville d'Oued Fodda est située à 20 km à l'est de Chlef, dans la wilaya de Chlef en Algérie. Elle se trouve au point de rencontre entre l'Oued Fodda et le Chelif, et est traversée par la route nationale 4 ainsi que le chemin de wilaya 132. La commune s'étend sur une superficie totale de 76,5 km².

Elle est délimitée comme suit :

- Au nord, par la commune d'Ouled Abbas.
- Au sud, par les villes de Harchoun et El Krimia.
- À l'est, par la commune d'El Attaf (wilaya de Ain Defla).
- À l'ouest, par la commune d'Oum Drou.

Le relief de l'agglomération d'Oued Fodda est presque plat, facilitant ainsi certaines infrastructures.

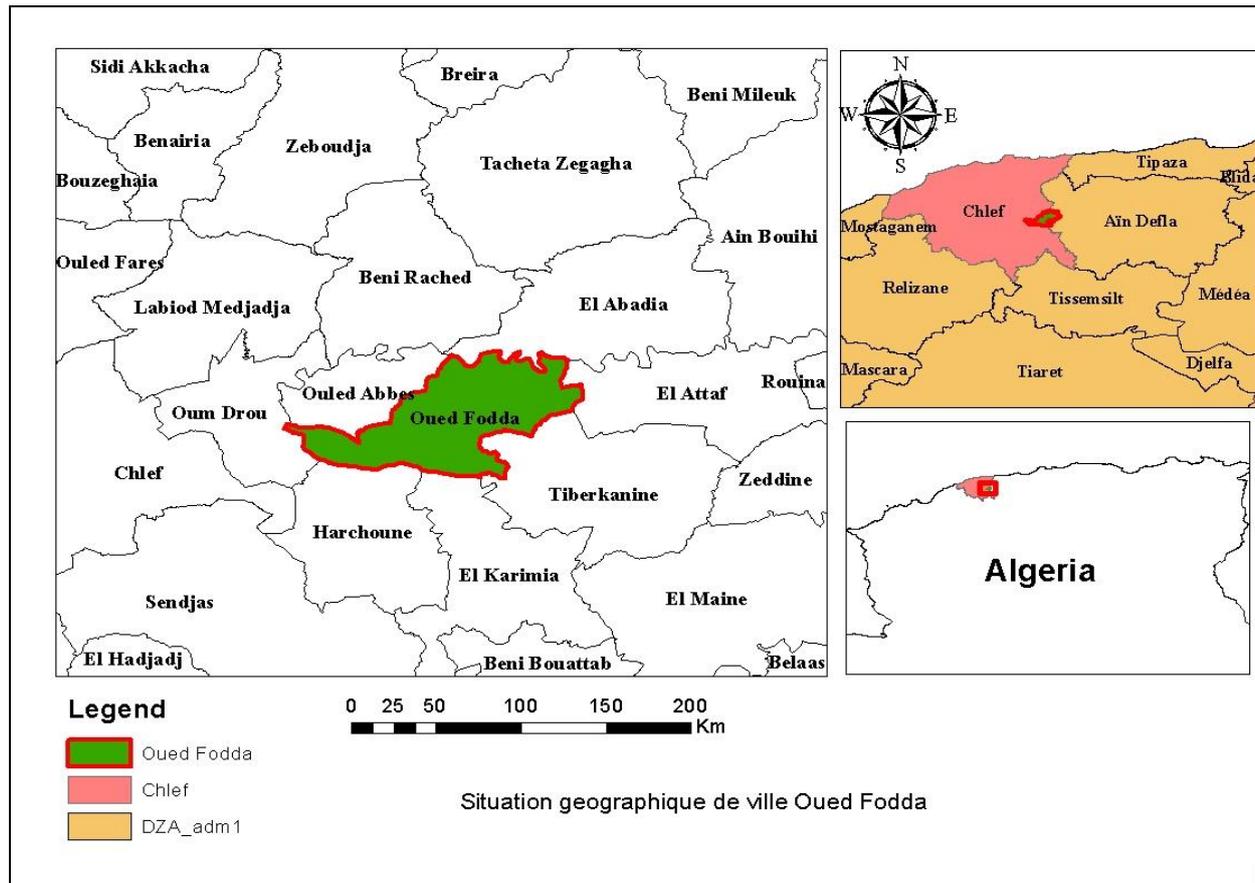


Figure 1 Situation géographique de ville Oued Fodda

I.3 Situation Topographique :

L'agglomération d'Oued Fodda se trouve dans une région géographique caractérisée par un relief diversifié, avec quatre zones naturelles qui s'étendent également en bordure de mer. Toutefois, en ce qui concerne plus précisément Oued Fodda, son relief plutôt plat. Les monts du Dahra et du Zaccar sont dominants au Nord, tandis que celles de l'Oursenis sont au sud. Au centre, les plaines.

Enfin, le littoral qui s'étend sur environ 130 km. Le site est accessible par une piste au Nord-Est de l'agglomération à partir de la RN4

I.4 Description de la zone d'étude

Ce chapitre va traiter la situation environnementale du site de son insertion dans le milieu physique de la ville.

I.4.1 cadre Climatique

Le climat de la région d'Oued Fodda à Chlef est habituellement méditerranéen, avec des étés chauds et des hivers doux et pluvieux. Les caractéristiques générales du climat dans cette région sont les suivantes :

- En été, les températures sont habituellement élevées avec des températures moyennes élevées et peu de précipitations. Pendant la journée, les températures peuvent être élevées, mais elles sont souvent atténuées par la brise de mer en soirée.
- Les hivers sont assez doux et assez pluvieux .Il est rare que la température des cèdent en dessous de zéro, mais il peut y avoir des périodes de pluie et de fraîcheur.
- Au cours de l'automne et du printemps, les températures sont généralement agréables, avec des précipitations modérées.
- La région reçoit principalement des précipitations pendant les mois d'hiver, même si des averses peuvent se produire à d'autres périodes de l'année.

a) Température (1)

La température est parmi les facteurs à prendre en considération, car elle a une influence importante sur la viscosité de l'eau.

Le tableau I1 présente la température de la région, on enregistre une température maxi de 38.28°C au mois du juillet et une température minimale de 5.55 °c au mois de janvier.

Tableaux I 1: moyennes mensuelles et annuelle des températures (1980-2010)

M o i s	Jan	Fev	Mar	Av r	Mai	Ju i n	Ju ill	Aou t	Sep	Oct	No v	Dec	Moy INTR-annu le
Tma x(°C)	15,26	16,65	21,17	23,99	28,36	35,7	38,28	37,2	32,8	29,16	19,89	17,87	26.37
Tmi n (°C)	5,55	5,89	8,99	10,82	14,57	20,12	22,66	22,7	19,56	16,79	10,77	7,2	13.81
Tmoy(°C)	10,34	11,27	15,08	17,40	21,46	27,9	30,47	30,01	26,18	22,97	15,33	12,53	20.04

Source : ONM

On constate une diminution de la température pendant les mois d'hiver (décembre, janvier, février) et un minimum de 10,34 °C en janvier. D'autre part, elle monte durant les mois estivaux (juin, juillet, août) et atteint 30,28°C en juillet. La température annuelle moyenne est de 20,04 °C .

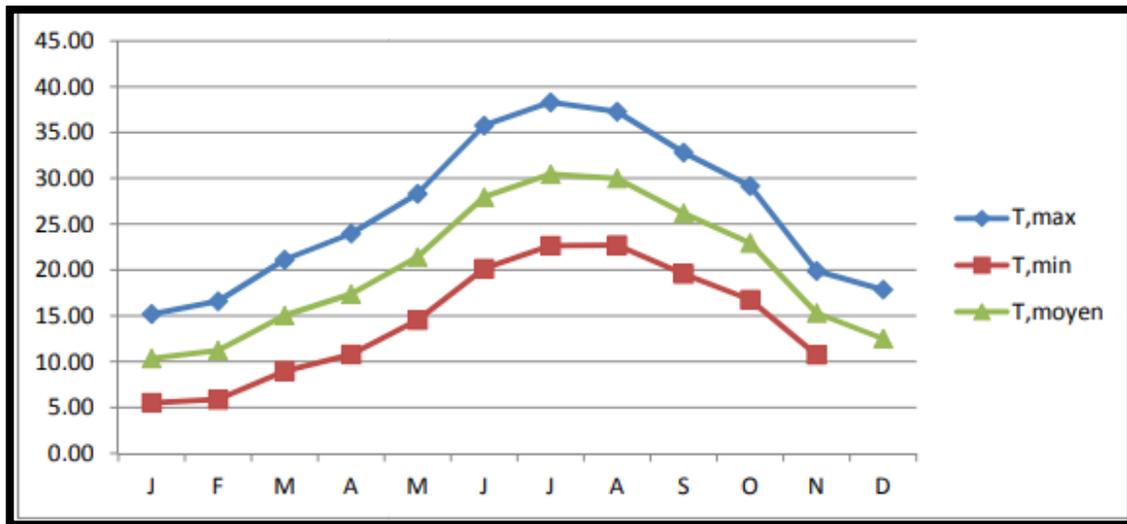


Figure I 2: Moyenne mensuelle de la température (C °)

b) Précipitation

Selon les données de la station d'ONM, on note que les pluies sont généralement irrégulières et peuvent être torrentielles.

Le tableau suivant (Tableau I.2) présente les précipitations moyennes mensuelles sur une période d'observation de 26 ans (1990-2016) :

Tableaux I 2: Moyennes mensuelles et annuelle des précipitations (1990-2016)

Mois	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Sep	Oct	Nov	Dec	Moyenne annule
Précip (mm)	41,01	51,49	23,86	26,34	37,40	5,2	0,97	3,56	8,87	27,94	55,86	62,26	28.73

Source : ONM

Selon ce tableau, on constate que la pluviométrie maximale est observée en décembre (62 .26 mm), tandis que la pluviométrie minimale est observée en juillet (0,97 mm).La moyenne annuelle de précipitations pour cette station est de 28 ,73 mm.

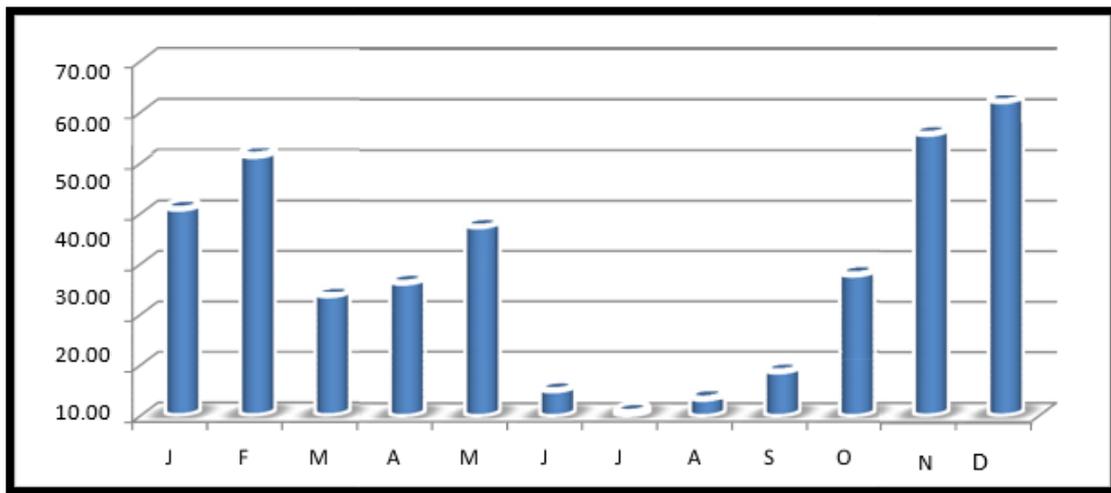


Figure I 3: Moyenne mensuelle de la précipitation (mm)

c) Ensoleillement (1)

Le tableau ci-dessus montre des valeurs Moyennes mensuelles et annuelles de l'ensoleillement

Tableaux I 3 Moyennes mensuelles et annuelles de l'ensoleillement (h /j) (2016)

Mois	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	juill	Août	Sep	Oct	Nov	Dec
Ensoleillement (h/j)	17,95	18,96	22,81	25,21	28,61	27,4	33,22	31,8	27,19	23,17	17,81	15,55

Source : ONM

On observe que les valeurs les plus élevées sont enregistrées entre mars et octobre étant celle du mois de juillet.

un ensoleillement intense peut avoir des effets importants sur les conduites et ouvrages d'AEP, en particulier en matière de dilatation des matériaux, dégradation des conduites, altération de la qualité de l'eau, et évaporation. Pour atténuer ces impacts, il est souvent nécessaire de prendre des mesures, comme l'enterrage des conduites, l'isolation des réservoirs, ou l'utilisation de matériaux résistants aux UV.

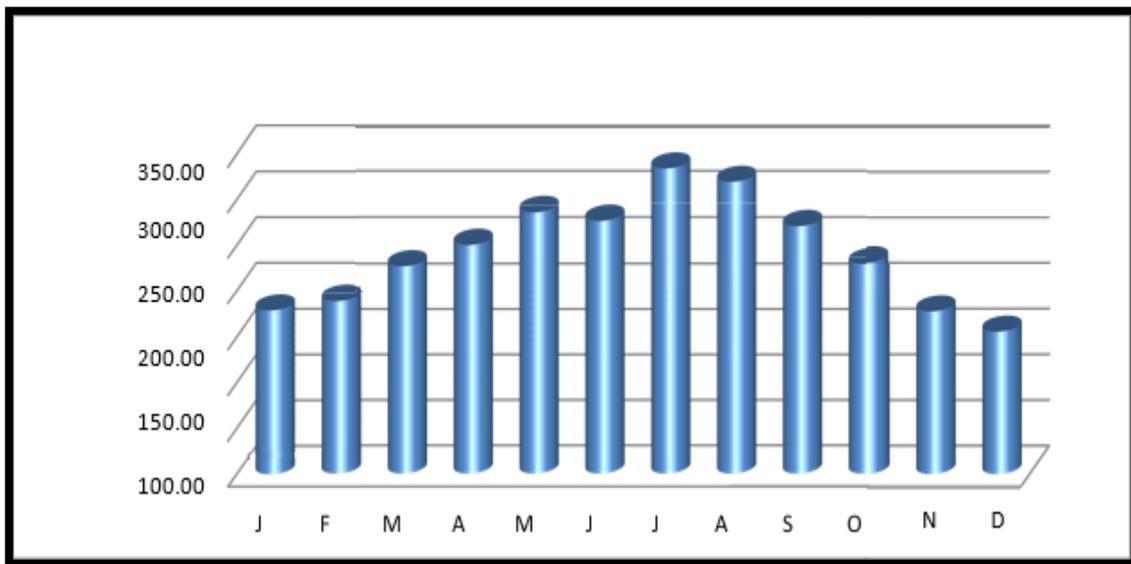


Figure I 4: Moyenne mensuelle de l'ensoleillement

d) Evaporation (1)

La répartition mensuelle de l'évaporation (Tableau I.4) montre une variation irrégulière d'un mois à un autre.

Le tableau ci-dessus montre des valeurs annuelles de l'évaporation :

Tableaux I 4: Moyennes mensuelle et annuelles de l'évaporation (mm) (2016)

Mois	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jui	Juill	Août	Sep	Oct	Nov	Déc	Moyenne annule
Evapor e(mm)	51,3	60,86	91,3	109,9	175	248	302,6	273	192,6	148,7	142,3	55,3	154,24

Source :ONM

Les données du tableau révèlent que l'évaporation est particulièrement marquée durant l'été. Elle atteint son apogée en Juillet, avec un sommet de 302,6mm, et son point le plus bas en Janvier, avec seulement 51,3 mm. En moyenne, l'évaporation situe à 154,24mm.

Effet direct de l'évaporation : Les réservoirs ou bassins à ciel ouvert utilisés pour stocker l'eau peuvent subir des pertes importantes d'eau en raison de l'évaporation, surtout en été. Lorsque l'évaporation atteint des niveaux élevés, comme 302,6 mm en juillet, cela réduit la quantité d'eau disponible pour la distribution. Ce phénomène peut entraîner une baisse des réserves d'eau potable, particulièrement en périodes de forte demande, aggravant les tensions sur les ressources hydriques.

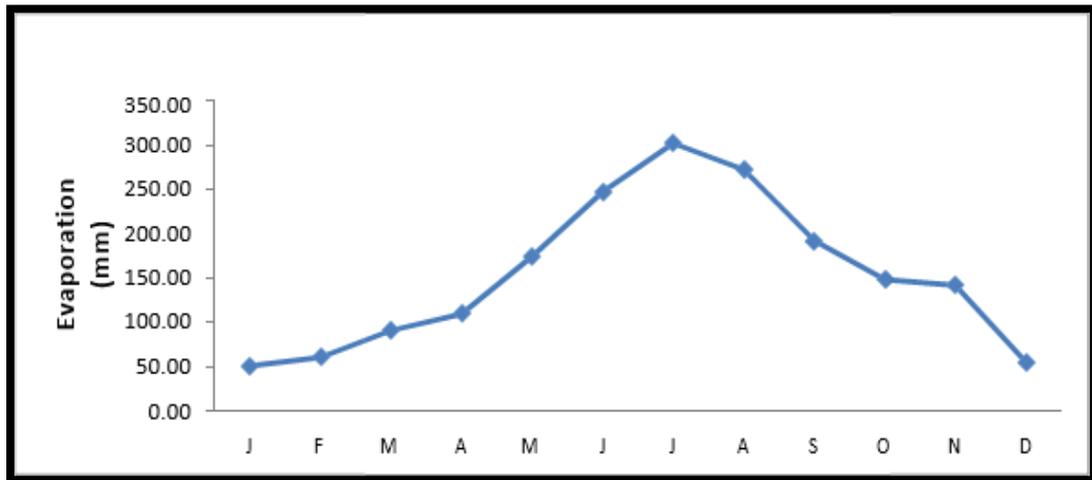


Figure I 5: Moyenne mensuelles de l'évaporation (mm)

e) Humidité (1)

L'humidité relative de l'air varie entre 77% et 80%. C'est un taux considérable.

f) **Le Vent (1):** La répartition mensuelle du vent montre une variation irrégulière d'un mois à l'autre. Cette irrégularité peut influencer divers aspects, tels que la dispersion des polluants atmosphériques et la gestion des énergies renouvelables comme l'éolien. Les vitesses moyennes mensuelles de vent fluctuent entre 2,50 m/set 3,05m/s présentant une moyenne annuelle de 2 ,50m/s.

Figure I 6: Moyenne mensuelles de la vitesse de vent (m/s)

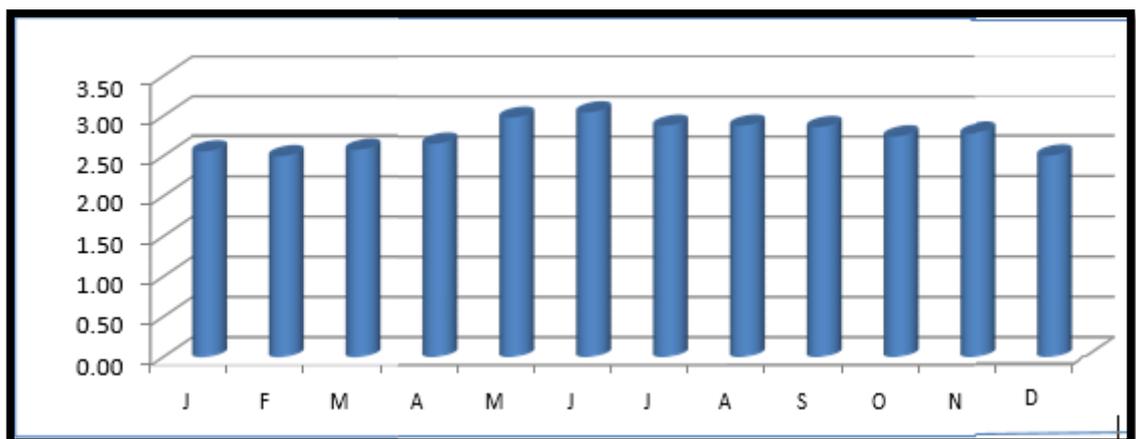


Figure I 7: Moyenne mensuelles de la vitesse de vent (m/s)

Tableaux I 5: (1) Moyennes mensuelles et annuelles de la vitesse des vents(2016)

Mois	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juill	Aout	sept	Oct	Nov	Déc	Moy Annuelle
V(m/s)	2,56	2,50	2,58	2,66	2,98	3,05	2,88	2,88	2,87	2,75	2,78	2,50	2,75

Source : ONM

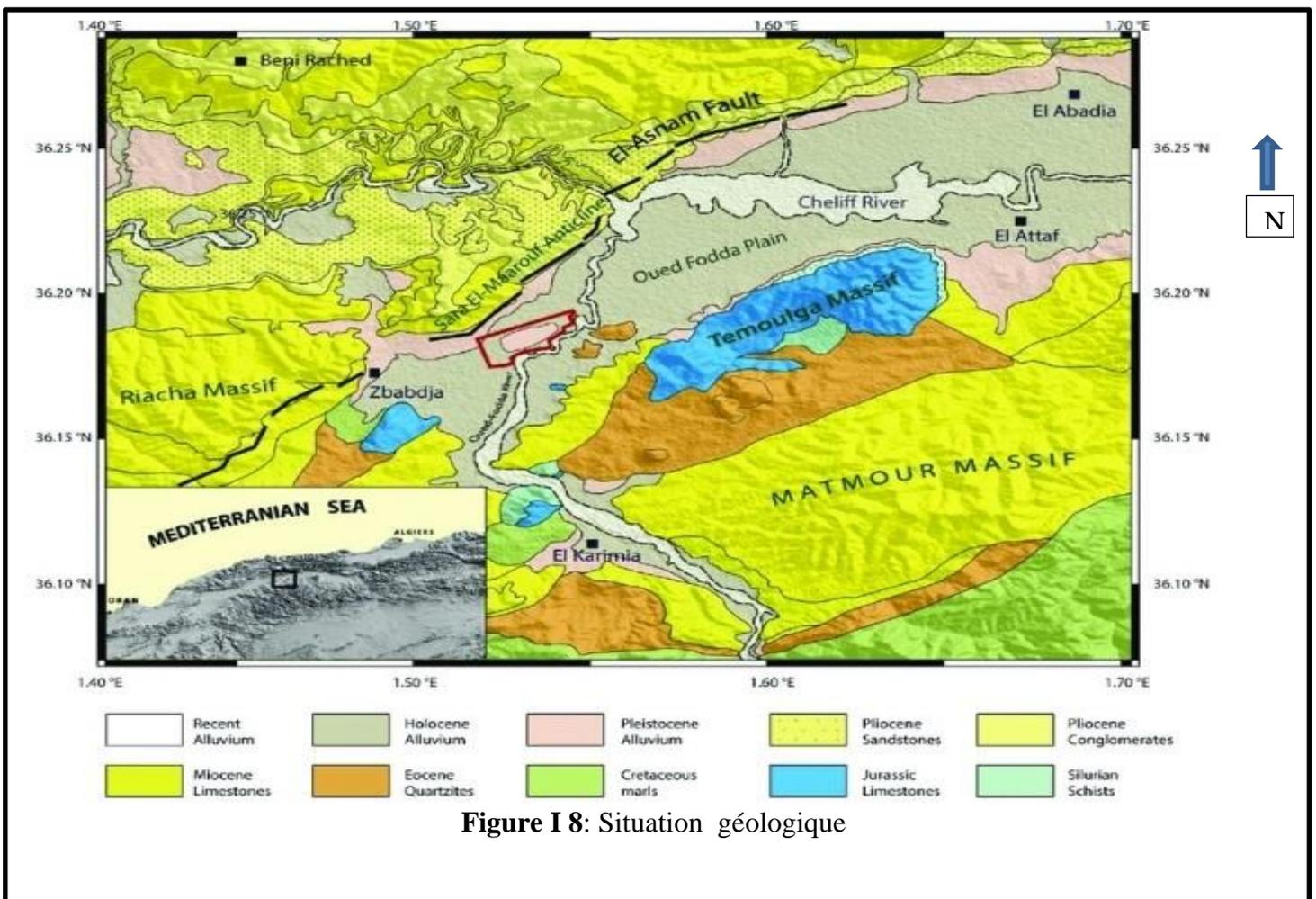
I.4.2 Synthèse climatique

La position géographique de la zone d'étude, la circulation de l'air et le relief environnant déterminent les conditions climatiques de la région d'étude.

Le climat de la commune d'Oued Fodda est semi-aride doux humide.

I.4.2.1 Situation géologique : (2)

La géologie examine la composition du sol, ce qui influence les méthodes d'excavation des tranchées ainsi que le choix des équipements à utiliser. Les formations géologiques de la zone d'étude se composent d'une épaisse couche de sédiments alluvionnaires datant du quaternaire, incluant des alluvions des terrasses basses et des terrasses de vallées, ainsi que des formations d'argile et de grès. Ces caractéristiques peuvent avoir des répercussions sur divers aspects, tels que les considérations géotechniques, la disponibilité des ressources en eau souterraine et la géologie environnementale.



I.4.2.2 Sismicité (3)

La zone d'étude est située au-dessus de la faille tectonique qui sépare le continent Africain du continent Européen, est géologiquement instable. Selon le Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique (CGS), elle appartient à la zone III de sismicité caractérisée par une période de retour de 30 à 40 ans.

Les deux séismes majeurs de XXe siècle (le 4 septembre 1954, magnitude de 6,7 et le 10 octobre 1980, magnitude de 7, 3) ont eu lieu dans la région de Chlef, ce qui en fait des événements importants dans le contexte de la région ouest-méditerranéenne. L'une des failles actives les plus étudiées de la région méditerranéenne, la faille du chlef, a été l'origine de ces deux séismes, une structure en forme de pli –faille orientée NE-SW prolongée sur 36km. Au sein de cette zone, on peut repérer plusieurs structures actives. Le zonage sismique actuel a été mis à jour par le règlement parasismique Algérien (R.P.A 2003) à la suite du séisme du 21 mai 2003 qui a touché la région de Boumerdes et ses environs. Le territoire national est divisé en cinq zones selon l'augmentation du niveau de sismicité selon ce zonage révisé :

- **Zone 0** : Pas de sismicité significative
- **Zone I** : Présence de sismicité
- **Zone II** : sismicité moyenne
- **Zone III** : sismicité élevée

D'après la carte de zonage sismique du territoire national ; (Voir figure I.7)
Oued Fodda fait partie de la zone sismique III, une zone de sismicité élevée.

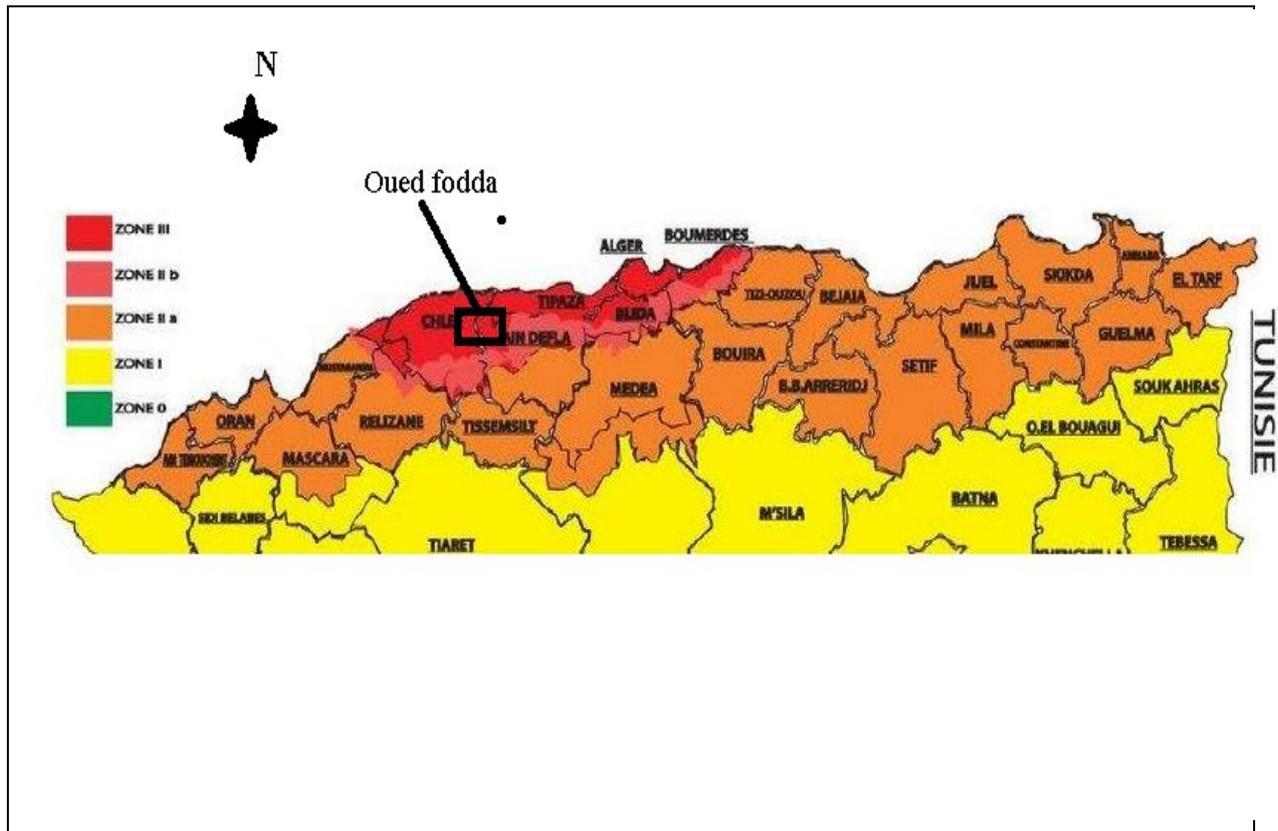


Figure I 9 Carte de zonage sismique du territoire national

I.4.3 Infrastructure routière (3)

Le réseau routier de la commune d'Oued Fodda est dominé par la route nationale **RN 04**, qui joue un rôle clé dans la connectivité de la région. Cette route est un axe majeur qui permet de relier Oued Fodda à deux grandes communes voisines :

1. **Vers l'ouest**, la RN 04 connecte Oued Fodda à **Chlef**, qui est une importante ville de la région, avec des infrastructures et des services essentiels.
2. **Vers l'est**, la même route conduit à la commune d'**El Attaf**, un autre centre urbain qui facilite l'échange et le transport de biens et de personnes.

En plus de la RN 04, la commune bénéficie de connexions supplémentaires avec d'autres localités voisines grâce aux chemins de wilaya :

- **CW 140 et CW 23** : Ce sont des routes secondaires mais importantes, qui assurent des liaisons avec les communes environnantes, renforçant ainsi la mobilité et les échanges économiques entre Oued Fodda et les autres régions.

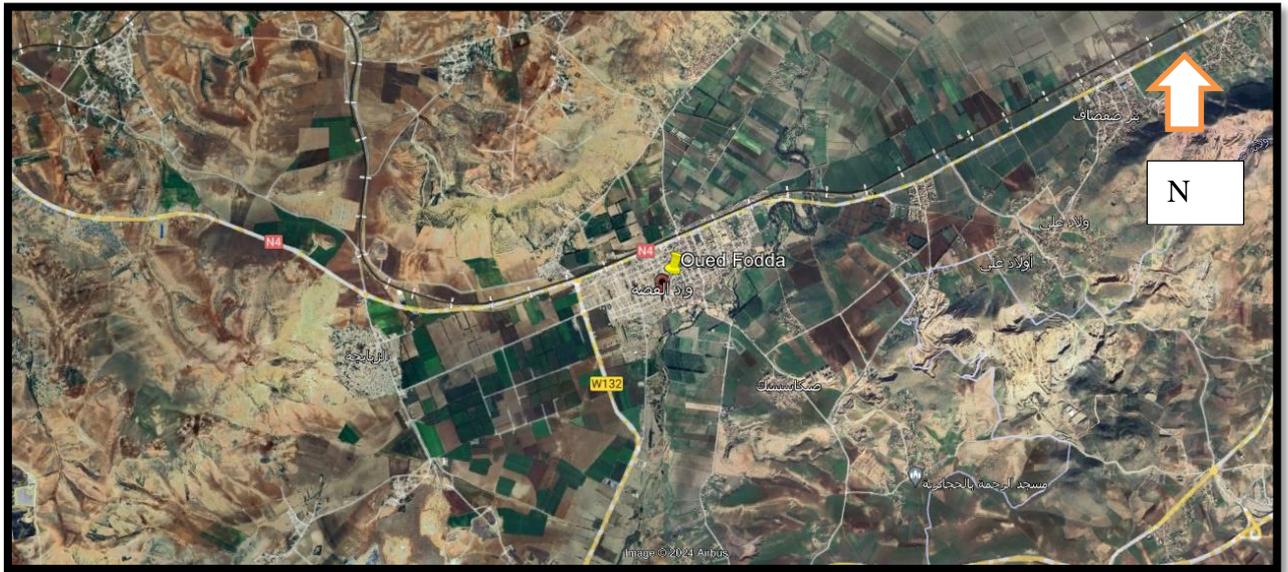


Figure I 10: réseau routière de la zone d'étude (Ech 1/100 000) (3).

I.4.4 Ressources forestiers (4)

Les forêts ont toujours été une source de matière première renouvelable pour l'humanité, tout en jouant un rôle écologique essentiel à travers les âges. D'un point de vue social, leur fonction reste cruciale.

Tableaux I 6: Les surfaces forestières de la commune d'Oued Fodda.

Circonscriptions	Communes	Superficie Totale(ha)
Dahra Est	Oued Fodda	650
	Oulad Abbas	558
	Beni Rached	1 ,012

Source : (4)

Les forêts jouent un rôle vital dans la protection des sources d'eau et le maintien de leur qualité, ce qui en fait un élément important lors de la planification et de la mise en œuvre des projets de passage des conduites d'approvisionnement en eau potable. Les forêts contribuent à réduire l'érosion superficielle du sol, ce qui protège les conduites contre les dommages causés par les mouvements ou les effondrements du sol. De plus, les forêts offrent une couverture végétale qui aide à réguler l'écoulement des eaux de surface, réduisant ainsi le risque d'inondations ou d'accumulation d'eau en surface, protégeant ainsi l'infrastructure des conduites. En outre, les forêts agissent comme une barrière naturelle contre la pollution, empêchant la contamination des sources d'eau souterraines ou superficielles susceptibles d'être affectées par diverses activités humaines.

I.5 Situation démographique

La population joue un rôle crucial et statistique lors de la planification et de la conception d'un projet d'alimentation en eau potable. Il est essentiel de l'utiliser l'ultérieurement, car les besoins en eau varient selon l'évolution démographiques, le niveau de vie de la population, ainsi que la diversité des activités locales et des villes. Nous utiliserons la population de référence du récent recensement de 31 décembre 2022 (5)) pour notre étude, et elle sera utilisée comme référence pour évaluer la population à différentes échéances. La population cible établie est de **P0=27083 habitants** (d'après les informations de l'APC d'Oued Fodda).

Tableaux I 7: évolution de la population d'Oued Fodda

OUED FODDA	Distribution	1998	2005	2010	2015	2020	2025	2030
	1	881	993	1081	1177	1202	1396	1520
	2	1158	1305	1421	1547	1685	1835	1999
	3	923	1040	1133	1233	1343	1463	1593
	4	1149	1295	1410	1535	1672	1821	1983
	5	805	907	988	1076	1171	1276	1389
	6	37	963	1027	1143	1218	1326	1445
	7	1004	1131	1232	1342	1461	1591	1733
	8	855	963	1049	1143	1244	1355	1476
	9	824	928	1011	1101	1199	1306	1422
	10	886	998	1087	1184	1289	1404	1529
	11	997	1123	1223	1332	1451	158	1721
	12	177	988	1076	172	1276	1390	1514
	13	945	1065	1160	1263	1375	1498	1631
	14	1027	1157	1260	1372	1495	1628	1772
	15	893	1006	1096	193	1300	1415	1541
	16	1000	1127	1227	1336	1455	1585	1726
	17	1098	1237	1347	1467	1598	1740	1895
	18	1044	1176	1281	1395	1519	1655	1802
	41	171	193	210	229	249	271	295
	42	9	10	11	12	13	14	16
TOTAL		17383	19587	21330	23229	25297	27548	30000

L'évolution de la population des zones éparses de la ville d'Oued Fodda reflète des dynamiques démographiques complexes, influencées par divers facteurs économiques, sociaux et environnementaux. Historiquement, ces zones ont connu une croissance modérée

I.5.1 Croissance de la population

La croissance démographique correspond au changement de la population au fil du temps. Le taux de croissance de la zone d'étude (la commune d'Oued Fodda) s'élève à environ 1,2%.

I.6 Situation hydraulique

I.6.1 Alimentation en eau potable

La commune d'Oued Fodda possède un énorme potentiel hydraulique et une grande diversité. Les sources d'eau actuelles sont composées d'un ensemble de forage et puits, dont les caractéristiques sont présentées dans le tableau ci-dessous

VI.4.1.1 Les puits existant (Oued Fodda) (6)

Le système d'adduction est composé d'une série de conduites de refoulement à partir de principalement des forages de Zemoul et de kouane dont les débits respectifs sont de 18 l/s.

Le forage (Oued Fodda Centre) est taris (d'après la subdivision de l'hydraulique d'Oued Fodda et les agents gestionnaires des réseaux de l'APC)

La conduite de refoulement à partir du forage Zemoul est en acier enrobé de 200 mm de diamètre et de 4003.00 ml de longueur dont presque la moitié est posée socle (aérienne) afin d'éviter la corrosion. La conduite de refoulement à partir du forage Kouane est en acier plastifié de 168.00 de diamètre et de 1776.00 ml de longueur ; cette conduite est raccordée à Celle de Zemoul.



Figure I 11: Les puits existant (Oued Fodda)

Tableaux I 8: Ressource en eau d'Oued Fodda (6)

N°	Ouvrages de mobilisation	Profondeur Aquifère		Caractéristiques du forage				Date de mise en service	
		Toit(m)	Mur(m)	D (m)	H (m)	Qmx (l/s)	Qexp (l/s)		
1	F.Zemoul	03	34	400	60	32	18	1993	
2	F.Oued Fodda centre	07	36	400	17	25	18	1987	
4	Kouane	08	24	400	35	25	18	1990	
Total								54	

Tableaux I 9 Ouvrage d'alimentation en eau potable (6)

Dénomination	Capacité	Type
Réservoir circulaire	1000 m ³	Semi Enterré
Réservoir circulaire	100 m ³	Surélevé
Réservoir Rectangulaire	1000 m ³	Enterré
Réservoir Rectangulaire	400 m ³	Enterré
Réservoir circulaire	7500 m ³	Semi Enterré
Total	10000m³	

Source : DRE oued Fodda

Ce sont des réservoirs proches les uns des autres et presque interconnectés. La capacité des réservoirs est généralement comprise entre 30 % et 80 % de la consommation maximale quotidienne.

La capacité de stockage disponible s'élève actuellement à 10000m³. À long terme, il est prévu que les besoins en stockage atteignent 4286 m³, en prenant en compte 50 % des besoins quotidiens maximums. Pour cette raison, la ville d'Oued Fodda présenterait un manque en termes de capacité de stockage à long terme .Source DRE.

I.6.2 Assainissement

Oued Fodda possède actuellement un réseau d'évacuation qui, outre son obsolescence, ne répond pas suffisamment aux besoins de gestion des déchets de la commune.

La région que nous examinons se distingue par un contexte urbain et un système unitaire. Des projets sont en cours dans les établissements hydrauliques pour aménager cette zone pour recueillir les déversements. Ce futur bassin permettrait de simplifier et d'encourager l'épuration des eaux recueillies. L'objectif principal est de préserver la nappe aquifère sous l'oued Chleif. En outre, une station d'épuration des eaux usées (STEP) à l'horizon nord-est de la zone d'étude permettra de réguler la pollution tout en permettant la réutilisation de ces eaux pour l'irrigation.

Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons essayé de représenter notre zone d'étude les données nécessaire comme la géographie, la topographie, la climatologie, et la géologie. Ces données, ainsi les données hydraulique du site d'étude nous avons conclu que notre zone d'étude repose sur un relief quasiment plat, possède un climat méditerranéen semi-aride, appartient à la zone III de sismicité, alimenté par refoulement à partir des réservoirs d'eau (Oued Fodda) d'une capacité de stockage de 3500m³.

Ces données permettent que notre zone d'étude soit idéale pour faire un bon diagnostic de réseau d'AEP existant.

Chapitre 2 : Estimation des besoins en eau

Introduction

En Algérie, la croissance démographique associée au développement des secteurs industriel et agricole a entraîné une augmentation spectaculaire des besoins en eau, dépassant largement les quantités disponibles. Cette situation a provoqué une élévation significative du besoin en eau. À long terme, le manque d'eau pourrait représenter un obstacle majeur au développement, avec des répercussions négatives sur le plan socio-économique. Face à cette pénurie, il devient de plus en plus difficile d'évaluer les besoins en eau domestique, notamment dans le cadre des études pour des projets d'approvisionnement en eau potable. Il est essentiel de définir une norme spécifique pour évaluer les besoins en eau des agglomérations pour tous les types de consommateurs. Les besoins en eau se répartissent entre les usages domestiques, scolaires, administratifs, sanitaires, culturels, commerciaux, ainsi que les équipements publics et les besoins industriels. La norme unitaire (ou dotation) est déterminée par le rapport entre le débit quotidien et l'unité de consommateur. Cette estimation peut varier selon les périodes et les agglomérations. Les besoins publics sont évalués en fonction de l'unité de surface, de la capacité de production, du nombre d'usagers et de l'importance de l'établissement.

II.1 Evaluation de population (7)

Selon les informations recueillies auprès des institutions chargées du recensement de la population dans la wilaya de Chlef, la population de la ville d'Oued Fodda était estimée à 17 383 habitants en 1998. L'objectif de notre étude est de répondre aux besoins en eau potable de la population projetée pour l'année 2054. Pour estimer cette population future, nous appliquerons un taux de croissance démographique de 1,72 % (source : DWH, CTH). En Algérie, il a été observé que l'évolution démographique suit une loi de croissance géométrique, décrite par la formule suivante :

$$P_n = P_0 [1 + \tau]^n$$

Avec :

P_n : population future prise à l'horizon quelconque (hab.) ;

P_0 : population de l'année de référence (hab.) ;

τ : Taux d'accroissement annuel de la population .D'après les informations de CTH et DRE de W.CHLEF [égale 1, 72%].

n : (30 ans) Nombre d'années séparant l'année de référence à l'horizon considéré.

Le nombre d'habitants de la ville d'Oued Fodda pour différents horizons est donné dans le tableau ci-dessous

Tableaux II 1: Estimation de la population

Horizon	Année recensement	Actuel	Court terme	Moyen terme	Long terme
Année	2022	2024	2034	2044	2054
Population	26175	27083	32118	38091	45173

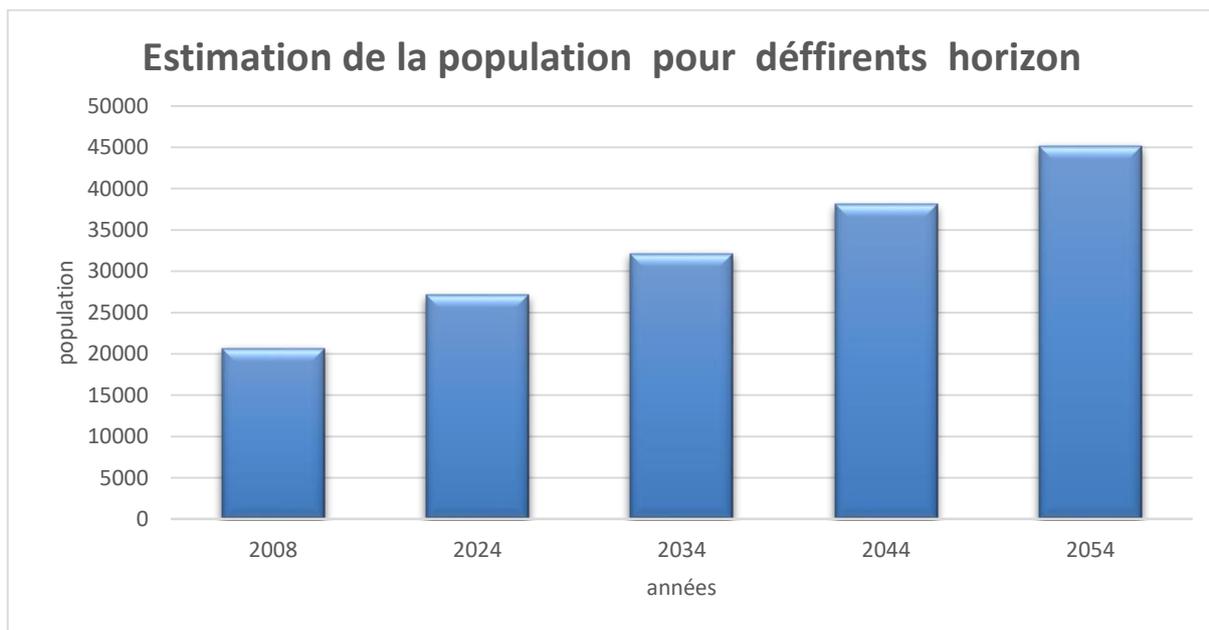


Figure II 1: Estimation de la population de aux différents horizons

II.2 Evaluation en besoin en eau potable à l'état actuelle (2024)

La quantité d'eau nécessaire ne peut être évaluée avec une grande certitude, car chaque catégorie de besoins est influencée par de nombreux paramètres dont l'évaluation peut varier dans le temps et d'une agglomération à l'autre. Les besoins en eau varient également en fonction du climat, des habitudes de la population, du type d'agglomération, du niveau d'équipement et des catégories de citoyens.

II.2.1 Consommation moyenne journalière

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

$$Q_{\text{moy},j} = \frac{(Q_i * N_i)}{1000} \text{ en (m}^3\text{/j)} \quad (\text{II .2})$$

Avec

$Q_{\text{moy},j}$: Consommation moyenne journalière en m³/j .

Q_i : dotation moyenne journalière en l/j/hab .

N_i : Nombre de consommateurs.

Les réseaux d'eau potable sont souvent sujets à des fuites, ce qui entraîne un gaspillage important .Il est obligé de reconnaître ces fuites et de les corriger .

Donc on fait une majoration de 15% du débit moyen journalier.

Etant donné la densité urbaine, le niveau de vie et le confort de la ville de Oued Fodda ,il préférable de se concentrer sur les diverses catégories de besoins telles que :

- **Besoins des équipements publics** : Ils englobent les différents services suivants

(Scolaires, Administratifs, Sanitaires, Culturels, et Services publics.....) et le choix

de la dotation est varié selon la catégorie.

- **Besoins d'arrosages** : La dotation pour l'arrosage des jardins publics et des rues est fixée de 05 l/m² sur une durée de 04 heures.

-**Besoins domestiques** : D'après les tendances et les recommandations internationales, la dotation moyenne par habitant et par jour est la suivante :

❖ Ville de moins de 20000 hab. : 150à 200 l/j/hab. .

❖ Ville de 20000 à100000 hab. : 200à 300 l/j/hab. .

❖ Ville de plus de 100000 hab. : 300l/j/hab. .

Pour le cas de notre projet, le calcul du besoin domestique à l'état actuel se fera à la base d'une dotation de **200 l/j/hab**

-Besoins des équipements publique : Englobent les divers services suivants (scolaire, administratif, sanitaire, culturelle et service publics ...) et sélection de la dotation varie en fonction de la catégorie.

-Besoins d'arrosages : la dotation pour l'arrosage des jardins publics et des rues est de 05 litre par m² sur une période de 04 Heure

Tableaux II 2: Calcul du débit moyen de l'équipement (2024)

Catégories de Consommateur	Type de Besoin Domestique	Equipements	Unité de base Hab	Nombre	Dotation	$Q_{moy,j}$
					(l/j/unité)	(m ³ /j)
	scolaire	6 Ecole primaire	Elève	3300	20	66
		4 C.E.M	Élève	3200	20	64
		2 Lecée	Élève	2035	20	40.7
		5 Centre d'éducation	Élève	578	10	5.78
		1 Bibliothèque	Personne	120	15	1.8
		1 C .F.P.A	Stagiaire	400	30	12
	Administratif	APC	Employé	50	15	0.75
		Daira	Employé	28	15	0.42
		Bureau de poste	Employé	20	15	0.3
		P.P.T	Employé	10	15	0.15
		Administration local	Employé	45	15	0.675
		Sub. hydraulique	Employé	11	15	0.165
		S.U.C.H	Employé	7	15	0.105
		Sonelgaz	Employé	15	15	0.225

Equipements Publics		Banque	Employé	12	15	0.18
		C.N.A.S	Employé	9	15	0.135
		C.N.R	Employé	10	15	0.15
		O.P.G.I	Employé	17	15	0.255
		Gendarmerie	Personne	40	150	6
		Police	Agent	90	40	3.6
		Pompie	Unité	1	25000	25
	Sanitaire	1 Hôpital	Lit	200	300	60
	Socioculturelles	1 Centre de santé	Patient	40	20	0.8
		1 Polyclinique	Patient	40	50	2
		Maison de jeune	Personne	150	15	2.25
	Socioculturelles Commerciaux	3 Mosquée	Fidèles	3000	20	60
		2 Complexe sportive	Personne	250	60	15
		Stade communal	Vestiaire	1	5000	5
		Hôtel	Chambre	25	150	3.75
		Piscine	m ²	250	100	25
		Cinéma	Personne	150	10	1.5
		7 Restaurant	Repas	1000	30	30
	Commerciaux	Boulangerie	Unité	8	400	3.2
		Boucherie	Unité	40	50	2
		27 locaux commerçant	Commerçant	80	20	1.6
		Douche publique	Unité	15	180	2.7
		Abattoir	Unité	1	4500	4.5

		Station d'essence	Unité	8	1000	8
		Usine Hydro canal	Unité	1	30000	30
		7 Café	Clients	600	10	6
		3 Station de lavage	Voiture	150	150	22.5
		1 Hammam reconverti	unité	200	180	36
		c. commercial	Unité	1	900	0.9
Arrosage	Rues		m ²	8000	5	40
	Jardins publics		m ²	5000	5	25
						616.09

Après avoir examiné attentivement les divers besoins en eau, nous établissons un tableau récapitulatif des différentes catégories de consommation pour pouvoir calculer la consommation moyenne quotidienne.

Tableaux II 3 : Besoins en eau potable de la ville d'Oued Fodda à l'horizon actuel (2024)

Catégorie des besoins	Domestique	Administratif	Scolaire	Sanitaire	Commerciaux	Socio - culturelle	Arrosage	Tatale
$Q_{moy,j}(m^3/j)$	4062,45	38,11	190.28	62,8	192,65	67 ,25	65	4678.54

Donc on fait une majoration de 15% du débit moyen journalier

$$Q_{moy,j}(m^3/j) = 5380.321 m^3/j$$

II.3.2 Consommation maximale journalière

II.3.2.1 Coefficient d'irrégularité maximum journalier ($K_{max,j}$)

Du fait de l'existence d'une irrégularité de la consommation horaire au cours de la journée, on doit tenir compte de cette variation en déterminant le rapport suivant :

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

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

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

II.3.2.2 Coefficient d'irrégularité minimum journalier ($K_{min,j}$) :

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

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

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

II.3.2.3 Débit Maximin journalier

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

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

- $Q_{max,j}$: Débit maximum journalier en m^3/j .
- $Q_{moy,j}$: Débit moyen journalier en m^3/j .

- $K_{max, j}$: Coefficient d'irrégularité maximale journalier.

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

II.3.3 Détermination des consommations horaires

La détermination des débit horaire est généralement basée sur le développement, les habitudes de la population et le régime e consommation potable.

II.3.3.1 Débit moyen horaire

La relation suivante donne le débit moyen horaire :

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

- $Q_{moy, h}$: Débit moyen horaire en m^3/h .
- $Q_{max, j}$: Débit maximum journalier en m^3/j .

II.3.2 Détermination du débit maximum horaire

La détermination de ce débit est essentielle pour les différents calculs du réseau de distribution. Il est calculé selon la relation suivante :

- $Q_{moy, h}$: Débit moyen horaire en m^3/h .
- $K_{max, h}$: Coefficient d'irrégularité maximale horaire, qui représente l'augmentation de la consommation horaire durant la journée. Il est déterminé par la formule suivante :

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

- ❖ α_{max} : Coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et de régime de travail , varie de 1,2 et 1,5 et dépend du niveau de développement local .Pour notre cas on prend : $\beta_{max} = 1, 3$ Source : DRE
- ❖ β_{max} : Coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population . Le population (II.4) donne sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Tableaux II 4: β_{max} en fonction de nombre d'habitant

Habitant	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	50000	1×10^5	3×10^5	1×10^6
β_{max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,1	1,05	1

Puis on un nombre d'habitant égale habitants alors : $\beta_{max}=1,15$

D'où la valeur de $K_{max, h=1, 3 \times 1,15} \rightarrow K_{max, h}=1,495$

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

Tableaux II 5: Résultats de calculs des différents débits

Paramètre	$Q_{moy, j}$ (m^3/j)	$K_{max, j}$	$Q_{max, j}$ (m^3/j)	$Q_{max, jT}$ (m^3/j)	$Q_{moy, h}$ (m^3/h)	$K_{max, h}$	$Q_{max, h}$ (m^3/h)	$Q_{max, h}$ (l/s)
Agglomération	5315.321	1,2	6378.39	6443.39	268.47	1.495	401.36	111.49
Arrosage	65	1	65					

II.3.4 Analyse de la consommation horaire par rapport au nombre d'habitants

La consommation d'eau potable dans une agglomération varie considérablement en fonction de sa vocation et de son étendue. Au sein d'une même ville, la consommation d'eau fluctue tout au long de la journée, étant faible à certaines heures et très élevée à d'autres.

Pour évaluer le débit de pointe, cette étude utilise une méthode basée sur la variation horaire de la consommation totale dans différents centres d'agglomération. Cette évaluation se fonde sur les données présentées dans le tableau (II.6), qui montre les variations horaires de la consommation totale dans divers centres.

Pour notre situation, la réparation est prévue pour une population variant entre 10 001 et 50 000 habitants. Étant donné que la population estimée pour l'année 2024 est de 27 083 habitants, la durée d'arrosage prévue durant la journée est de quatre heures.

Tableaux II 6: Détermination du débit maximum horaire

Heures		Agglomerations		Aarrosage		Industrie		Qmax journalier	
		%	Q (m ³ /h)	%	Q (l/s)	%	Q(l/s)	%	Qt (m ³ /h)
0-1	1	1.5	96					1.5	96
1_2	2	1.5	96					1.5	96
2_3	3	1.5	96					1.5	96
3_4	4	1.5	96					1.5	96
4_5	5	2.5	159					2.5	159
5_6	6	3.5	223					3.5	223
6_7	7	4.5	287	25	16.25	20	6	4.5	287
7_8	8	5.5	351	25	16.25	20	6	5.5	351
8_9	9	6.25	399					6.25	399
9_10	10	6.25	399					6.25	399
10_11	11	6.25	399			20	6	6.25	399
11_12	12	6.25	399					6.25	399
12_13	13	5	319					5	319
13_14	14	5	319			20	6	5	319
14_15	15	5.5	351			20	6	5.5	351

15_16	16	6	383					6	383
16_17	17	6	383	25	16.25			6	383
17_18	18	5.5	351	25	16.25			5.5	351
18_19	19	5	319					5	319
19_20	20	4.5	287					4.5	287
20_21	21	4	255					4	255
21_22	22	3	191					3	191
22_23	23	2	128					2	128
23_24	24	1.5	96					1.5	96
Total		100	6,378.39	100	65			100	6,378.39

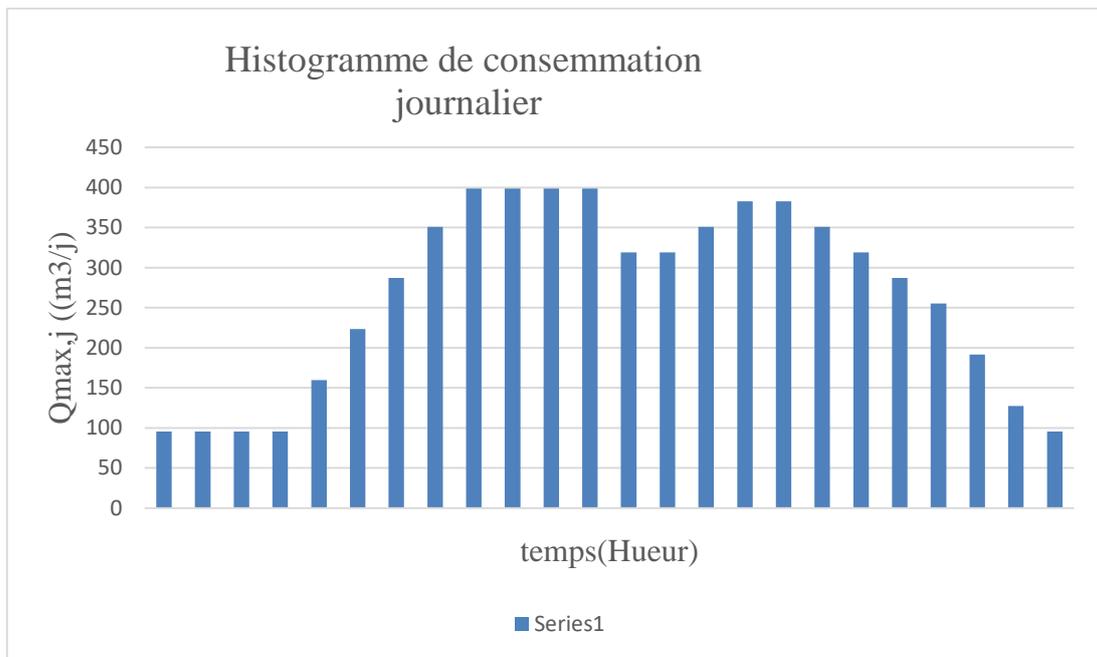


Figure II 2: Histogramme de consommation journalière

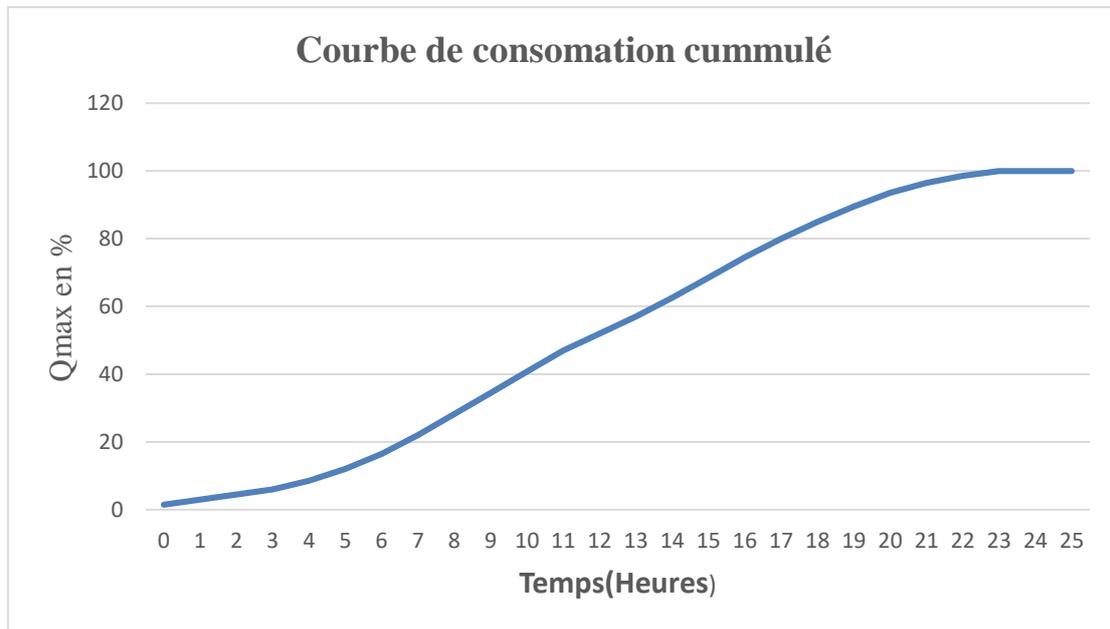


Figure II 3: Graphique de consommation actuel (2024)

II.4 Estimation des besoins en eau potable a l'horizon 2054

II.4.1 Calcul des besoins moyens journaliers

Afin de satisfaire les besoins de la population future, nous envisageons de mettre en place un programme d'équipement qui sera développé ultérieurement. En utilisant les formules similaires pour calculer les débit, nous parvenons aux valeurs théorique du tableau (II.6) qui offre image de projection envisageable pour l'horizon (2054).

Tableaux II 7: Calcul du débit moyen de l'équipement projeté (2054)

Catégorie de consommation	Besoins	Equipements	Unité de base	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Q _{moy,j} (m ³ /j)
Domestique	Domestique		hab	45173	200	9034,6
	Scolaire	02 primaires	Elève	1250	20	25
		02 C.E.M	Elève	1300	20	26
		01 Lycée	Elève	800	20	16
		02 Crèches	Enfant	200	10	02
	Administratifs	Annexe APC	Employé	10	15	0,15
		Prison	Personne	400	180	72
		Trésor	Employé	10	15	0,15

Equipements publics		Direction des impôts	Employé	10	15	0,15
		Onide	Employé	16	15	0,24
	Sanitaires	01 Centre de santé	Patient	50	20	1
		Centre psychopédagogique	patient	50	20	1
		Hôtel	Chambres	40	150	6
	Socioculturels et sportifs	02 Mosquées	Fidèles	1000	20	20
		02 Bibliothèque	Lecteur	120	15	1,80
		Salle des fêtes	Personne	600	20	12
		01 Stade	Vestiaire	1	5000	5
	Commerciaux	Centre commerciale	Unité	1	1000	1
		Locaux commerciaux	Unité	200	20	4

Tableaux II 8: Récapitulation des besoins en eau potable de la ville d’Oued Fodda à l’horizon d’étude (2054).

Catégorie des besoins	Domestique	Administratif	Scolaires	Sanitaires	Commerciaux	Socio-culturels	Total
$Q_{moy,j}$ (m ³ /j)	9034.6	110.8	259.28	70.8	197.65	106.05	9779.18

Donc on fait une majoration de 15% du débit moyen journalier

$$Q_{moy,j}(m^3/j) = 11246.057 m^3/j$$

II.4.2 Détermination des débits de consommation

En utilisant la même méthode et la même formule mentionnée précédemment, nous avons résultats de calcul des débits présentés dans le tableau ci-dessous, avec les éléments suivants :

- $Q_{max,j} = K_{max,j} \times Q_{moy,j} (m^3/j) \Rightarrow$ Le débit maximum journalier.
- $Q_{moy,h} = \frac{Q_{max,j}}{24} (m^3/j) \Rightarrow$ Le débit moyen horaire .
- $Q_{max,h} = K_{max,j} \times Q_{moy,h} \Rightarrow$ Le débit maximal horaire.

Tableaux II 9: Résultats de calculs des différents débits pour l'horizon (2054)

Paramètre	Q _{moy, j}	K _{max, j}	Q _{max, j}	Q _{max, jT}	Q _{moy, h}	K _{max, h}	Q _{max, h}	Q _{max, h}
	(m ³ /j)		(m ³ /j)	(m ³ /j)	(m ³ /h)		(m ³ /h)	(l/s)
Agglomération	11246.1	1.2	13495.27	13560.27	565.01	1.495	844.69	234.6365
Arrosage	65	1	65					

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

Comme indiqué précédemment, la population de la ville d'Oued Fodda en 2054 est estimée à [nombre d'habitants]. Conformément au tableau 6, nous avons choisi une tranche de population allant de 10 001 à 50 000 habitants pour notre analyse. La durée d'arrosage quotidienne est prévue pour quatre heures, réparties en deux heures le matin et deux heures le soir.

Tableaux II 10: variation des débits horaires pour l'horizon (2054)

Heures	Heures	Agglomerations		Arrosage		Industrie		Qmax journalier	
		%	Q (m ³ /h)	%	Q (l/s)	%	Q(l/s)	%	Qt (m ³ /h)
0-1	1	1.5	202					1.5	202
1_2	2	1.5	202					1.5	202
2_3	3	1.5	202					1.5	202
3_4	4	1.5	202					1.5	202
4_5	5	2.5	337					2.5	337
5_6	6	3.5	472					3.5	472
6_7	7	4.5	607	25	16.25	20	6	4.5	624
7_8	8	5.5	742	25	16.25	20	6	5.5	758
8_9	9	6.25	843					6.25	843
9_10	10	6.25	843					6.25	843
10_11	11	6.25	843			20	6	6.25	843
11_12	12	6.25	843					6.25	843
12_13	13	5	675					5	675

13_14	14	5	675			20	6	5	675
14_15	15	5.5	742			20	6	5.5	742
15_16	16	6	810					6	810
16_17	17	6	810	25	16.25			6	826
17_18	18	5.5	742	25	16.25			5.5	758
18_19	19	5	675					5	675
19_20	20	4.5	607					4.5	607
20_21	21	4	540					4	540
21_22	22	3	405					3	405
22_23	23	2	270					2	270
23_24	24	1.5	202					1.5	202
Total		100	13,491.00	100	65			100	13,556.00

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

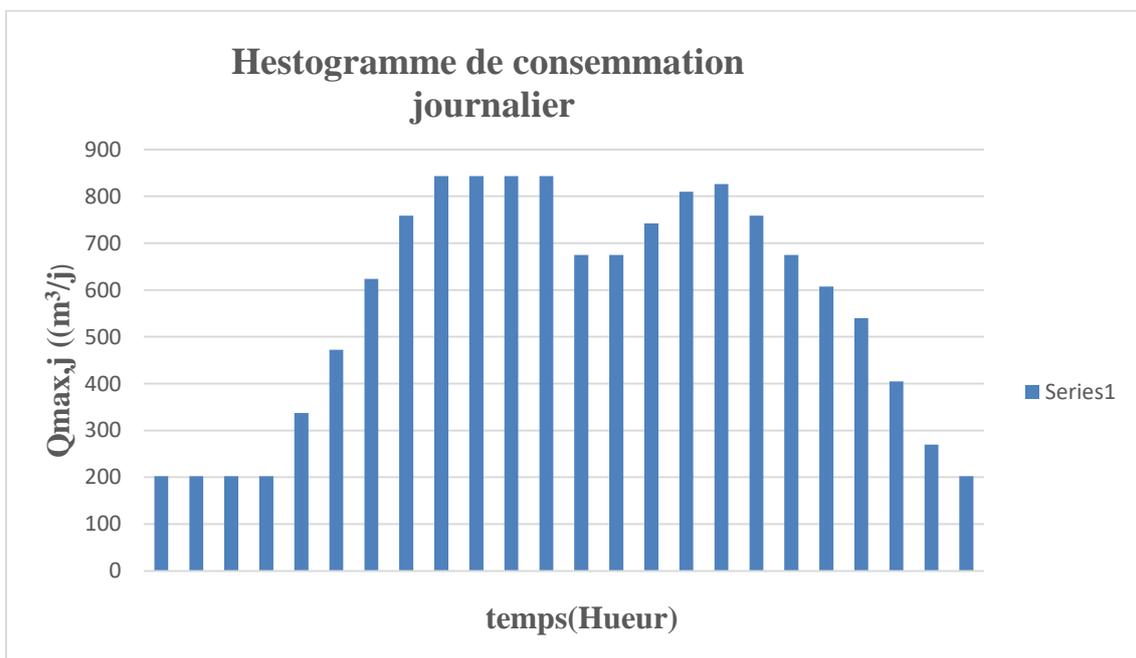


Figure II 4: Histogramme de consommation pour l’horizon 2054

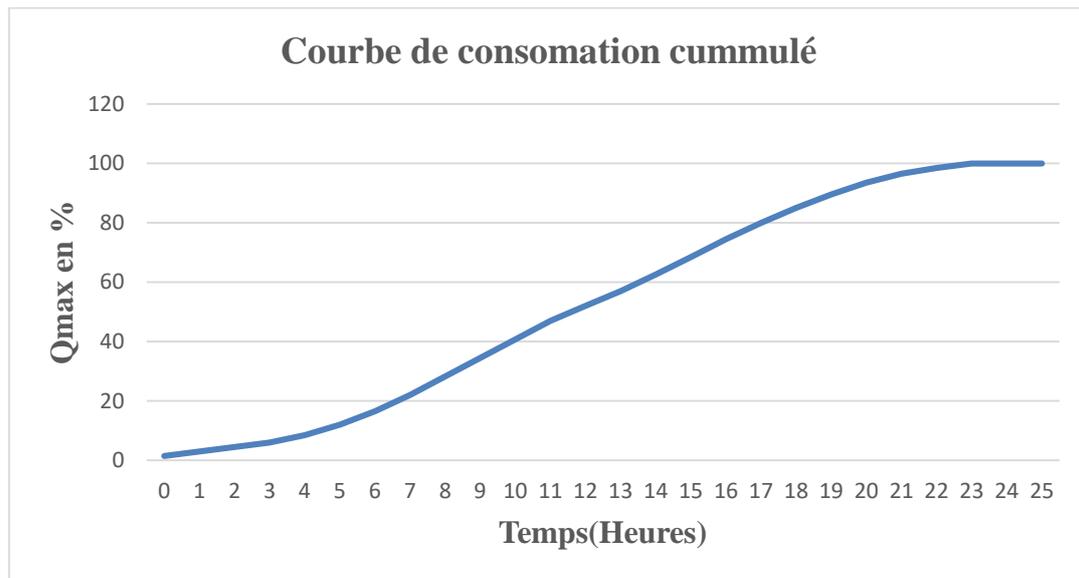


Figure II 5 Graphique de consommation pour l'horizon 2054

Conclusion

Il a été observé que la population d'Oued Fodda devrait presque doubler d'ici l'horizon de notre étude, entraînant une augmentation similaire de la consommation maximale quotidienne. Il est donc essentiel de garantir que nos sources d'approvisionnement pourront répondre à la demande de l'agglomération à long terme. Dans le chapitre suivant, nous évaluerons la capacité de stockage de la commune ainsi que les réservoirs existants.

Chapitre III: Etude de stockage

III.1.INTRODUCTION

Le réservoir est un dispositif de stockage qui permet d'ajuster la production en fonction de la consommation. Le développement futur sera pris en charge par la commune d'Oued Fodda. L'objectif de ce chapitre est de déterminer le volume de stockage nécessaire, tant pour les besoins actuels que futurs, afin de garantir le bon fonctionnement du réseau. Le concept consiste à stocker l'eau pendant les périodes de faible demande afin de fournir un débit plus élevé lorsque la demande augmente. Les réservoirs d'eau doivent répondre à trois critères techniques essentiels : la résistance, l'étanchéité et la durabilité.

- Résistance : Les composants du réservoir d'eau doivent être capables de résister aux contraintes auxquelles ils sont soumis (poids propre, surcharges, séismes...).
- Étanchéité : Il est crucial que l'ouvrage soit imperméable en éliminant toute fissure pour éviter les fuites, qui pourraient avoir des conséquences néfastes sur le réservoir.
- Durabilité : Il est essentiel que le réservoir reste opérationnel tout au long de sa durée de vie, et que le béton conserve ses caractéristiques après un contact prolongé avec l'eau.

III.2.FONCTIONS DES RESERVOIRS

III.2.1 Fonctions techniques des réservoirs

Les principales fonctions d'un réservoir incluent :

- Régulation de l'apport en eau : pour permettre un refoulement constant des pompes, assurant ainsi
 - La sécurité d'approvisionnement.
 - La régulation de la pression.
 - La simplification de l'exploitation.

Les réservoirs doivent répondre aux exigences suivantes :

- Être étanches.
- Être construits avec des matériaux qui n'altèrent pas la qualité de l'eau.
- Être bien protégé contre toute contamination possible.
- Être conçus pour préserver l'eau des variations de température.

III.2.2 Fonctions économiques

Tous les réservoirs actuels sont des réservoirs de tête, ce qui permet de diminuer les dépenses d'énergie.

III.3 CLASSIFICATION DES RESERVOIRES

Parmi les différentes classifications des réservoirs, on distingue les types suivants :

- Cuves enterrées
- Cuves semi-enterrées
- Cuves surélevées

En termes de forme, les réservoirs peuvent être :

- Circulaires
- Carrés

Compte tenu de la topographie de notre agglomération, tous les réservoirs existants sont de type semi-enterré.

III.4 EMLACEMENT DES RESERVOIRS

L'emplacement des réservoirs pose souvent des défis topographiques. Il est donc essentiel de prendre en compte les considérations suivantes :

- Pour des raisons d'économie, il est préférable que le remplissage de tous les réservoirs soit effectué par refoulement, depuis un champ de captage jusqu'à la station de pompage.
- L'alimentation du réseau de distribution doit se faire par gravité.
- Lorsqu'il est nécessaire d'avoir plusieurs réservoirs, ils doivent être implantés de préférence soit à l'extrémité du réseau, soit à proximité des principaux centres de consommation.
- La cote du radier doit être supérieure à la plus haute cote piézométrique requise dans le réseau, afin de garantir une pression suffisante pour les abonnés.

III.5 Détermination de volume du réservoir

Il est nécessaire d'évaluer la capacité du réservoir en prenant en considération l'apport et la distribution, c'est-à-dire d'une part le mode d'exploitation des installations situées en amont et d'autre part la variation de la demande. La capacité des réservoirs est généralement calculée afin de répondre aux variations journalières du débit de consommation, en tenant compte bien sûr du jour de la plus grande consommation et de la réserve d'eau destinée à la l'incendie.

Deux méthodes peuvent être appliquées pour déterminer le volume des réservoirs :

- Méthode analytique.
- Méthode graphique.

III.5.1 La méthode analytique (7)

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

$$Vr = \frac{a*Qmax,j}{100} \quad (m^3) \quad \text{III.1}$$

V_r : capacité de régularité du réservoir (m³).

A : fraction horaire du débit maximum journalier(%).

$Q_{max,j}$: La consommation maximale journalière(m³/j).

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

$$Vt = Vr + Vinc \quad (m^3) \quad \text{III.2}$$

V_t : capacité totale du réservoir (m³).

V_{inc} : volume d'incendie estimé.

III.5.2 Méthode graphique (7)

Cette méthode repose sur le tracé des courbes de consommation journalière et de l'apport de la station de pompage. En additionnant en valeur absolue les écarts entre les deux extrêmes de la courbe de consommation par rapport à celle de l'apport, on obtient le résidu maximal journalier.

$$R_{max} = IV^+I + IV^-I \text{ en } (\%) \quad \text{III.3}$$

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

$$Vr = \frac{Rmax*Qmax,j}{100} \quad (m^3)$$

Dont le volume totale sera :

$$Vt = Vr + Vinc$$

III.6 Détermination de capacité de stockage

Le réservoir est une structure de stockage régulant le débit, permettant d'ajuster la production à la consommation. Sa capacité doit être estimée en prenant en compte les variations de débits à l'entrée et à la sortie, c'est-à-dire en tenant compte du mode d'exploitation des ouvrages en amont et des fluctuations de la demande. La capacité est généralement calculée pour répondre aux variations journalières du débit de consommation, en considérant le jour de plus forte demande et la réserve d'eau destinée aux incendies. Il est possible de réduire cette capacité en calculant le volume minimum nécessaire pour assurer la continuité de la distribution. Dans certains cas, le réservoir peut simplement servir de régulateur de pression, en fonction du rythme de mise en marche de la pompe. Pour estimer la capacité du réservoir, nous avons utilisé la méthode analytique.

Tableaux III 1 Détermination de la capacité du stockage à l'état actuel

heurs	Consummation De l'eau Q_{max}	Refoulement de l'eau	Arrivée d'eau au réservoir	Depart d'eau du réservoir	Reste d'eau le réservoir
	%	%	%	%	%
0_1	1.5	4.17	2.67		8.77
1_2	1.5	4.17	2.67		11.44
2_3	1.5	4.17	2.67		14.11
3_4	1.5	4.17	2.67		16.78
4_5	2.5	4.17	1.67		18.45
5_6	3.5	4.17	0.67		19.12
6_7	4.5	4.17		0.33	17.79
7_8	5.5	4.17		1.33	15.71
8_9	6.25	4.17		2.08	13.63
9_10	6.25	4.17		2.08	11.55
10_11	6.25	4.17		2.08	9.47
11_12	6.25	4.17		2.08	8.64
12_13	5	4.17		0.83	7.81
13_14	5	4.17		0.83	6.48
14_15	5.5	4.17		1.33	4.65

15_16	6	4.17		1.83	2.82
16_17	6	4.17		1.83	1.49
17_18	5.5	4.17		1.33	0.66
18_19	5	4.17		0.83	0.33
3_20	4.5	4.17		0.33	0
3_21	4	4.15	0.15		0.15
3_22	3	4.15	1.15		1.3
22_23	2	4.15	2.15		3.45
23_24	1.5	4.15	2.65		6.1
	100	100	19.2	19.2	

Tableaux III 2: Calcul de la capacité des réservoirs en 2054

Paramètres	$Q_{\max, j} (m^3/j)$	a(%)	$V_u (m^3)$	$V_{ine} (m^3)$	$V_t (m^3)$
Résultats	6443.39	19.2	1237.13	120	1357.13

Après la normalisation du volume total du réservoir, nous avons déterminé que la capacité de stockage nécessaire est actuellement de 1357,13 m³.

Tableaux III 3: Détermination de la capacité du réservoir à l'horizon(2054).

heurs	Consommation De l'eau Q_{max}	Refolement de l'eau	Arrivée d'eau au réservoir	Depart d'eau du résevoir	Reste d'eau le réservoir
	%	%	%	%	%
0_1	1.5	4.17	2.67		8.77
1_2	1.5	4.17	2.67		11.44
2_3	1.5	4.17	2.67		14.11
3_4	1.5	4.17	2.67		16.78
4_5	2.5	4.17	1.67		18.45
5_6	3.5	4.17	0.67		19.12
6_7	4.5	4.17		0.33	17.79
7_8	5.5	4.17		1.33	15.71
8_9	6.25	4.17		2.08	13.63
9_10	6.25	4.17		2.08	11.55
10_11	6.25	4.17		2.08	9.47
11_12	6.25	4.17		2.08	8.64
12_13	5	4.17		0.83	7.81
13_14	5	4.17		0.83	6.48
14_15	5.5	4.17		1.33	4.65
15_16	6	4.17		1.83	2.82
16_17	6	4.17		1.83	1.49
17_18	5.5	4.17		1.33	0.66
18_19	5	4.17		0.83	0.33
3_20	4.5	4.17		0.33	0
3_21	4	4.15	0.15		0.15
3_22	3	4.15	1.15		1.3
22_23	2	4.15	2.15		3.45
23_24	1.5	4.15	2.65		6.1
	100	100	19.2	19.2	

Tableaux III 4: Calcul du volume total du stockage à l'horizon (2054).

Paramètres	$Q_{\max, j} (m^3/j)$	a(%)	$V_u (m^3)$	$V_{ine} (m^3)$	$V_t (m^3)$
Résultats	13560.27	19.2	2603.57	120	2723.57

Après la normalisation du volume total du réservoir, nous avons estimé que la capacité de stockage nécessaire à l'horizon 2054 sera de 2723,57 m³.

III .7 Bilan du stockage

Nous avons établi un bilan entre la capacité de stockage en eau potable disponible dans la ville d'Oued Fodda et celle requise à court et long terme, comme le montre le tableau suivant :

Tableaux III 5: Bilan du stockage

Année	Stockage nécessaire (m ³)	Stockage disponible (m ³)	Déficit (m ³)	Surplus (m ³)
2024	1357.13	2750		1392.87
2054	2723.57			26.43

La capacité totale des réservoirs existants est de 10000 m³, alors que le volume calculé est estimé à m³ à l'horizon 2054, La capacité existante est largement suffisante pour satisfaire les besoins de notre agglomération.

L'enquête menée par nos services a mis en évidence l'existence de plusieurs matériaux composant le réseau de distribution de l'agglomération de Oued Fodda (PEHD, PVC, acier, et Amiante ciment).

Nous avons noté aussi que tous les robinets vannes installés sur le réseau de distribution sont hors d'usage, seuls les robinets vannes installés dans les chambres de manœuvre des réservoirs sont encore en service et c'est à partir de ces mêmes vannes que sont réglés les horaires de distribution des quartiers de l'agglomération de Oued Fodda.

L'agglomération de Oued Fodda dispose d'une importante capacité de stockages réservoirs sont situés dans un même endroit et sont pratiquement interconnectés.

Avant l'année 1980 une source alimentaire en eau potable la ville de Oued Fodda.

Un réservoir d'une capacité de 1000 m³, situé à environ 05 Km au Sud de la ville desservait l'agglomération de Oued Fodda par l'intermédiaire d'une conduite en amiante ciment (éternité) de 300 mm de diamètre.

Ce réservoir a été désaffecté suite au tarissement de la source qui est dû probablement au dernier séisme de l'année 1980 qui a ravagé la région ; un tronçon de la conduite a été gardé pour le refoulement d'un certain débit soutiré à partir du Réseau de la ville vers la localité voisine de Skassike.

III.8 Les états des réservoirs existance

III.8.1 Réservoir circulaires semi enterré KOUANE (7500 m³) réalisé en 2013

Nous avons inspecté et diagnostiqué ce réservoir, obtenant des informations qui confirment qu'il est en bon état et capable de rester opérationnel jusqu'en 2054. Situé au nord de la ville d'Oued Fodda, à une altitude de 200 mètres, il est alimenté par une station de dessalement (Tennis). Ce réservoir dessert Oued Fodda ainsi que les zones environnantes de la commune.

de photos montre clairement l'état satisfaisant de ce réservoir semi-enterré.



Figure III 1: l'état de réservoir a fait 25.07.2024

III.8.2 les réservoirs situés en centre de ville d'Oued Fodda :

III.8.2.1 Les réservoirs rectangulaires enterrés réalisés en (400 m³, 1954 et 1000 m³, 1957)

Ces réservoirs, datant de la période coloniale et situés au cœur de la ville d'Oued Fodda, ne peuvent pas être intégrés dans le nouveau système d'approvisionnement en eau potable en raison de leur vétusté. Le diagnostic a révélé de nombreuses fuites et une faiblesse structurelle des tuyaux, rendant leur réhabilitation impossible. Une série de photos illustre clairement l'état de dégradation de ces réservoirs, confirmant qu'ils ne peuvent pas être raccordés au nouveau système.



Figure III 2: l'état de réservoir a fait le 25.07.2024

III.8.2.2 Les réservoirs circulaires semi enterrés réalise en (1000 m³,1990 et 100 m³,1987 et 250 m³,1988)

Situés au cœur de la communauté Oued Fodda, ces réservoirs circulaires sont à proximité des réservoirs enterré qui les alimentent en eau destinée aux résidents de la communauté. Après les avoir examinés, nous avons remarqué que leur condition physique était défavorable. Cependant, après avoir examiné le système d'alimentation, nous avons remarqué que les agglomérations de la ville d'Oued Fodda ne bénéficient pas d'eau malgré leur proximité avec les réservoirs en raison de la faible pression entre (1et0) bar. C'est la raison pour laquelle nous avons décidé de renoncer aux réservoirs.

Après avoir inspecté les réservoirs d'eau et les installations municipales à Oued Fodda, il est apparu qu'ils peuvent répondre aux besoins en eau potable des habitants actuels et futurs jusqu'en 2054. Cependant, il est également évident que ces infrastructures, datant de l'époque coloniale, présentent des signes de vieillissement et ne respectent plus les normes internationales et nationales en matière de qualité de l'eau. Nous avons donc décidé de construire un nouveau réservoir moderne, de taille adéquate, en complément du réservoir de 1000 m³ existant, pour améliorer l'approvisionnement. Ce projet combinera l'eau des forages locaux avec celle provenant d'une station de dessalement à Tennis, afin de garantir un approvisionnement sûr et fiable en eau potable pour la communauté.

III.9 Dimensionnement de réservoir (Diamètre, Hauteur, et Surface)

Forme des réservoirs :

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

Diamètre D de cuve

On calcule le diamètre de la cuve moyennant la formule

$$S = \frac{Vn}{h} \longrightarrow \frac{\pi D^2}{4} = \frac{Vn}{h} \longrightarrow = \sqrt{\frac{4*Vn}{\pi*h}} \quad \text{III.4}$$

V_n : Capacité normalisée du réservoir (m²) ;

S : Section du réservoir (m²) ;

D : Diamètre de la cuve (m) ;

H : hauteur utile optimale d'eau (m), $6 > h > 3$

Donc la hauteur que nous avons optés est :

$h = 6m$.

Réévaluation de la hauteur d'eau h

On calcule le diamètre de la cuve moyennant la formule

$$\text{AN :} \quad h = \frac{4*V}{\pi*Dn^2} \quad \text{III.5}$$

Section de la cuve

On calcule la section de la cuve moyennant la formule

$$\text{AN :} \quad S = \frac{V}{h}$$

Hauteur totale réserve d'incendie

On calcule la hauteur du réservoir moyennant la formule

$$H = h + R$$

Avec :

H : Hauteur totale du réservoir (m) ;

h : Hauteur d'eau (m) ;

R : Revanche (m).

La hauteur de la réserve d'incendie

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

$$AN : h_{inc} = \frac{V_{inc}}{S} \quad \text{III.6}$$

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

Tableaux III 6: tableau donnant les dimensions de réservoir projeté

Type	Volume en (m ³)	D(m)	S(m ²)	h(m)	h _{inc} (m)	Flèche de coupole R(m)
projeté	3000	25	500	6	0.24	2.5

III.9.1 Comparaison entre les ressources et les besoins

Afin de déterminer si le débit fourni par les forages existants répond aux besoins calculés, il est nécessaire de comparer les besoins en eau avec le débit disponible. Cette comparaison permettra de savoir s'il y a un excès ou un déficit de débit. Comme mentionné précédemment (dans le chapitre I), la ville d'Oued Fodda dispose actuellement de forages qui fournissent un débit total de 54 l/s. Nous partons de l'hypothèse que ce débit restera constant jusqu'en 2054 et effectuons la comparaison présentée dans le tableau III-7.

Tableaux III 7: Bilan Ressources –Besoins

Horizon	Besoins journaliers de pointe (m³/j)	Capacité des ressources (m³/j)	Déficit (m³/j)	Surplus(m³ /j)
2024	6443.39	4665.6	1777.79	
2054	13560.27		8894.67	

Analyse :

- **Pour 2024** : Les besoins journaliers sont de 6443.39 m³/j, tandis que la capacité des ressources est de 4665.6 m³/j, créant ainsi un déficit de 1777.79 m³/j.
- **Pour 2054** : Les besoins journaliers augmentent à 13560.27 m³/j. Cependant, avec une estimation des ressources non encore donnée, le tableau projette un déficit de 8894.67 m³/j, ce qui suggère que les ressources actuelles ne seront probablement pas suffisantes pour répondre aux besoins futurs, nécessitant des ajustements ou des améliorations dans la gestion des ressources d'eau.

Cela met en évidence la nécessité de planification à long terme pour éviter des pénuries d'eau à l'horizon 2054.

III.10 Les équipement du réservoir

Pour permettre leur exploitation, les réservoirs sont équipés de plusieurs conduites, organes et accessoires. Chacun d'eux comprend notamment :

III.10.1 Conduite d'arrive ou d'alimentation

La conduite d'adduction débouche dans le réservoir et doit pouvoir se fermer lorsque l'eau atteint le niveau maximal dans la cuve. La fermeture peut se faire par un robinet à flotteur si l'adduction est gravitaire, ou par un dispositif permettant d'arrêter le moteur si l'adduction se fait par refoulement. Cette conduite peut être installée de plusieurs façons.

III.10.1.1 Par sur verse

La conduite peut être installée de deux manières : soit en chute libre, soit en plongeant l'extrémité de la conduite de façon à ce qu'elle reste constamment immergée. Le premier cas favorise l'oxygénation de l'eau mais libère facilement le gaz carbonique dissous, ce qui peut entraîner l'entartrage du réservoir et des conduites.

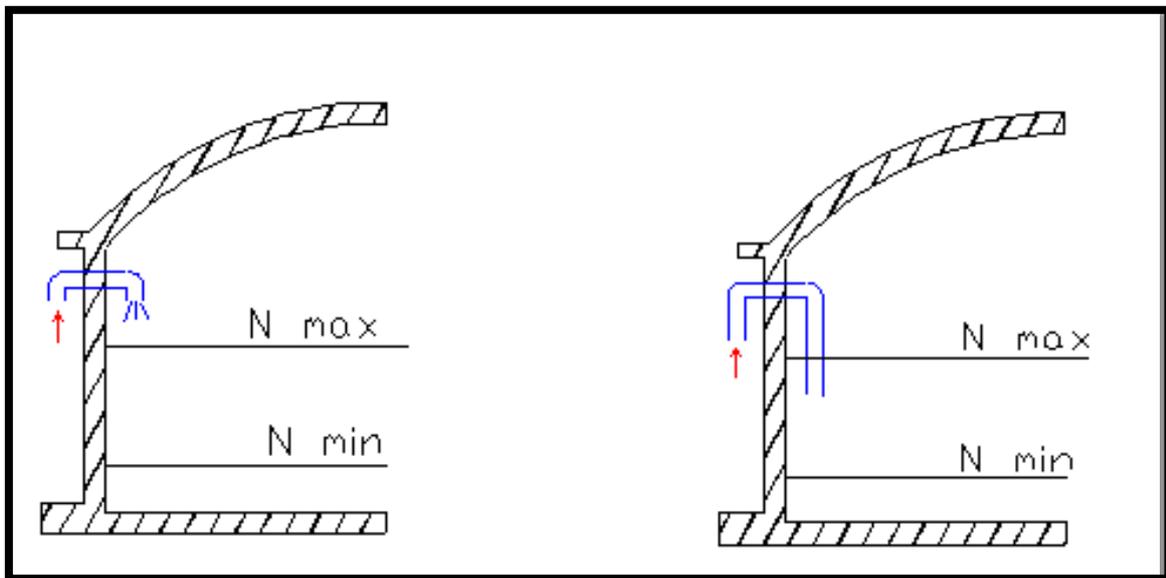


Figure III 3: Arrivée par sur verse (Chute libre) et arrivée par sur verse (Noyée)

Source : Mémoire de Mr ; BENSALD Mohammed ; 1-0023-11

III.10.1.2 Par-dessous

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

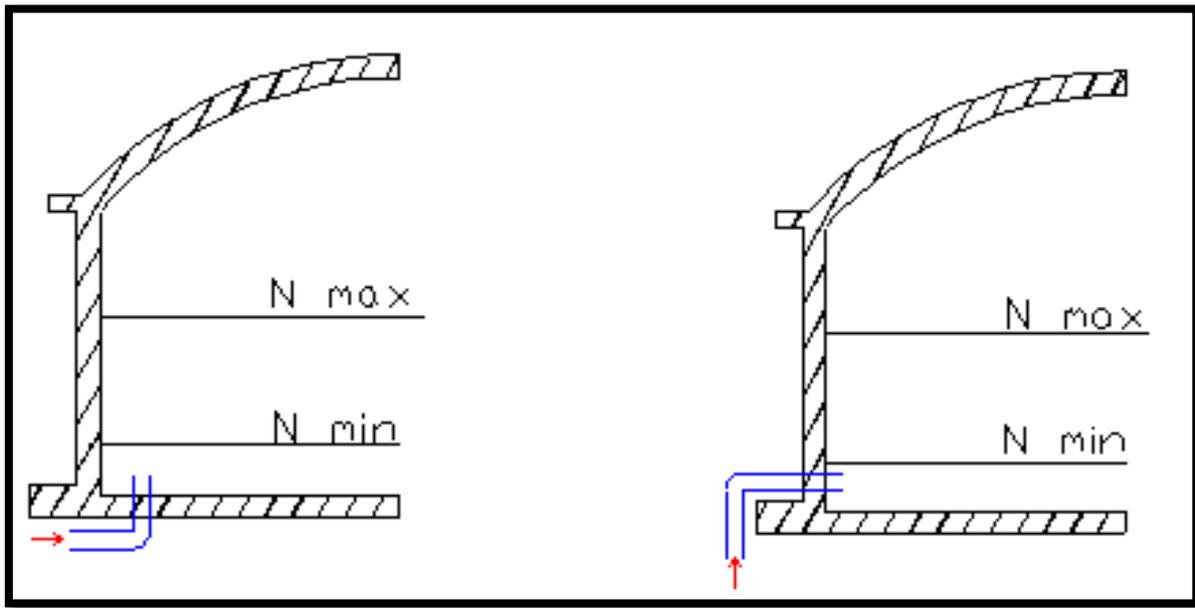


Figure III 4 Arrivée par-dessous (Par le fond) et Arrivée par-dessous (Par le bas)

Source : Mémoire de Mr ; BENSALD Mohammed ; 1-0023-11

III.10.2 Conduite de départ ou de distribution

La conduite de distribution démarre à 0,15 ou 0,2 m au-dessus du radier pour éviter l'introduction de boues ou de sable qui pourraient se déposer dans la cuve. Un espace minimum de 0,5 m au-dessus de la partie supérieure de la conduite est réservé pour permettre un abaissement maximal du niveau de l'eau. L'extrémité de la conduite est dotée d'une grille ou d'une crépine courbée pour prévenir les phénomènes de vortex.

En cas de rupture de la conduite de distribution, notamment dans le cas d'un grand réservoir, il est essentiel de pouvoir isoler rapidement le réservoir pour limiter les pertes d'eau. Il est recommandé d'envisager une fermeture automatique du robinet en utilisant une vanne-papillon qui s'active dès qu'une surpression est détectée dans la conduite..

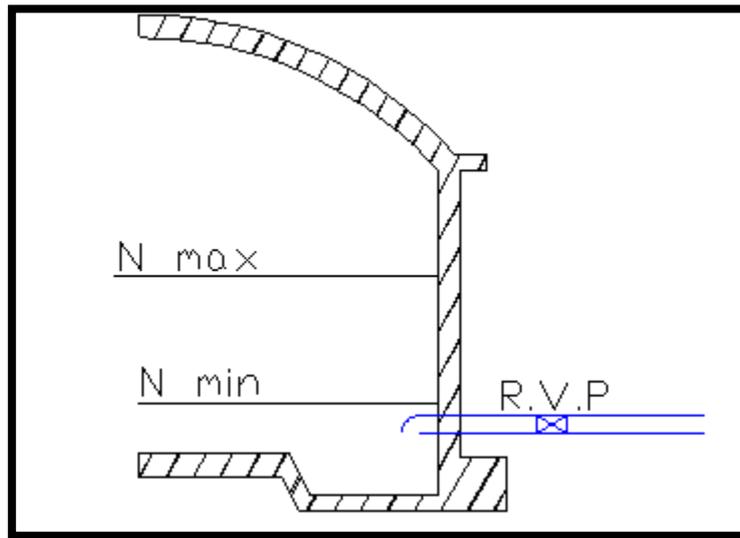


Figure III 5: Conduite de départ

Source : Mémoire de Mr ; BENSALD Mohammed ; 1-0023-11

III.10.3 Conduite de trop plein

Cette conduite devra être capable d'évacuer l'intégralité du débit Q arrivant au réservoir et ne comportera aucun robinet sur son parcours. Sa section transversale sera positionnée selon un plan horizontal, à une distance h en dessous du niveau maximal pouvant être atteint dans la cuve.

La conduite de trop-plein se terminera par un exutoire. Cependant, pour éviter la pollution ou l'entrée d'animaux et de moustiques pouvant pénétrer dans le réservoir, un joint hydraulique sous forme de siphon sera installé pour maintenir le tronçon en eau.

Si le réservoir est compartimenté, chaque compartiment devra disposer de sa propre conduite de trop-plein.

III.10.4 Conduite de vidange

La conduite de vidange, située au point le plus bas du réservoir, permet un drainage complet vers l'égout pour faciliter l'inspection, le nettoyage et les éventuelles réparations du réservoir. Elle se raccorde à la canalisation de trop-plein.

Elle est équipée d'une vanne qui doit être nettoyée après chaque vidange pour éviter l'accumulation de sable, ce qui pourrait rendre la manœuvre difficile. Un clapet anti-retour doit être installé sur les canalisations de trop-plein et de vidange pour protéger le réservoir contre toute contamination.

Des détecteurs de niveau peuvent également être installés dans le réservoir pour signaler les niveaux critiques, y compris le niveau de débordement et le niveau bas, afin de protéger les pompes.

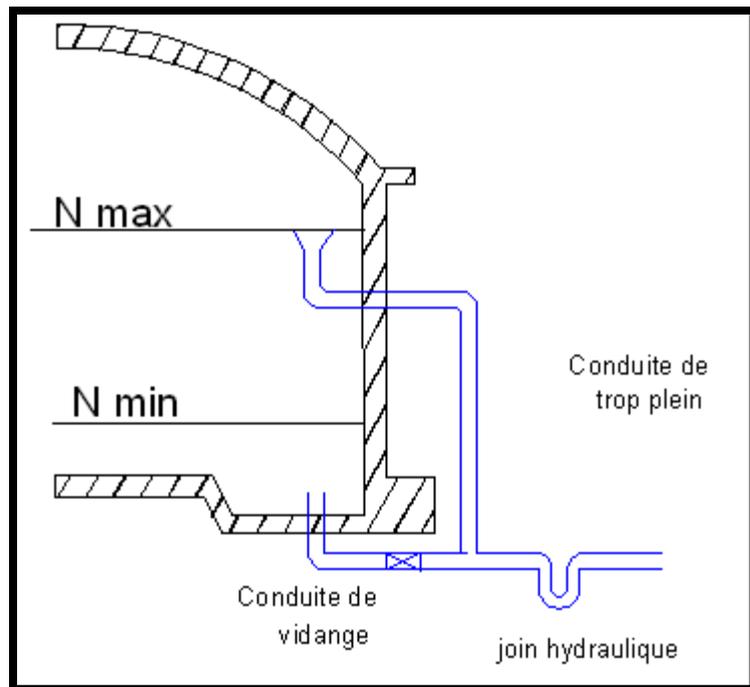


Figure III 6: Conduite de vidange et de trop *plein*

Source : Mémoire de Mr ; BENSALD Mohammed ; 1-0023-11

III.10.5 Conduite by-pass

Si le réservoir n'est pas compartimenté et qu'il est nécessaire de procéder à un nettoyage ou à des réparations, il est recommandé de prévoir une connexion entre les conduits d'adduction et de distribution.

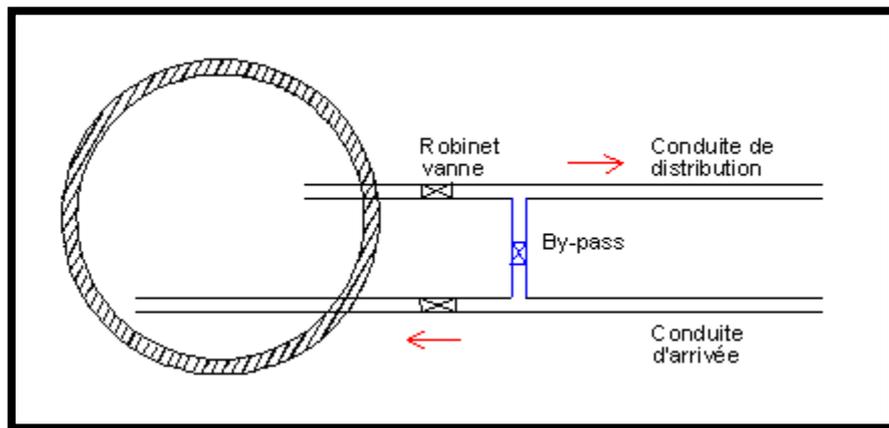


Figure III 7: Conduite by-pass

Source : Mémoire de Mr ; BENSALD Mohammed ; 1-0023-11

III .10.6 Matérialisation de la réserve d'incendie

Lorsque la surveillance du niveau d'eau dans le réservoir ne peut être assurée par du personnel sur place, comme dans les installations automatiques, il est crucial de prendre des mesures pour éviter que la réserve d'incendie ne soit consommée en cas de soutirage intensif. Deux types de systèmes peuvent être utilisés : le système à deux prises et le système à siphon. Dans le système à deux prises, une zone d'eau morte reste non renouvelée, contrairement au système à siphon, qui se désamorçe grâce à un évent ouvert à l'air libre. Ainsi, la réserve d'eau reste disponible en cas d'incendie.

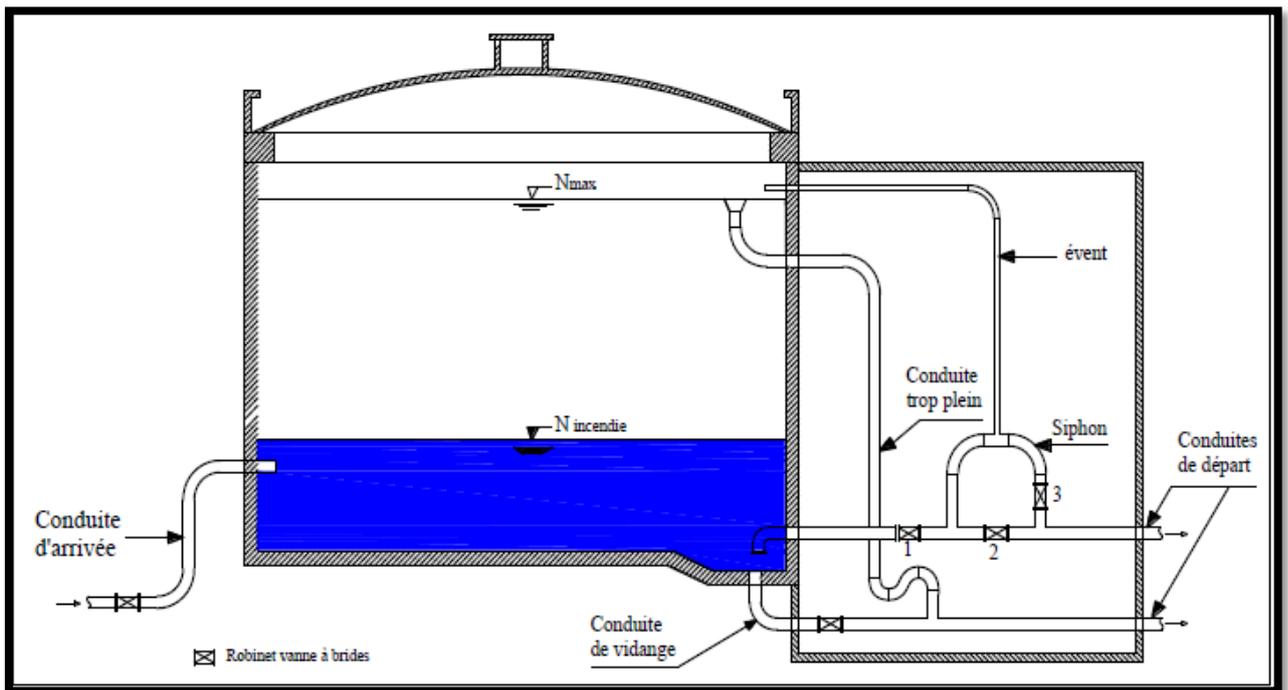


Figure III 8: Système de matérialisation de la réserve d'incendie

Source : Mémoire de Mr ; BENSALD Mohammed;1-0023-11

III.10.7 Système automatisé

Un système automatisé sera installé pour se déclencher lorsque le niveau d'eau atteindra la limite préétablie.

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

Pour garantir l'étanchéité du réservoir au niveau des traversées de conduite dans le voile ou le radier de la cuve, deux solutions sont envisageables :

Première solution : La traversée peut être réalisée à l'aide d'un manchon à bout lisse, raccordé à la conduite extérieure avec un joint de type Girault. En cas de tassement différentiel, le mouvement n'est pas transmis au manchon. Dans ce cas, l'étanchéité est assurée par un produit bitumineux appliqué sur une bague en forme de "U" (voir figure N°IV.9).

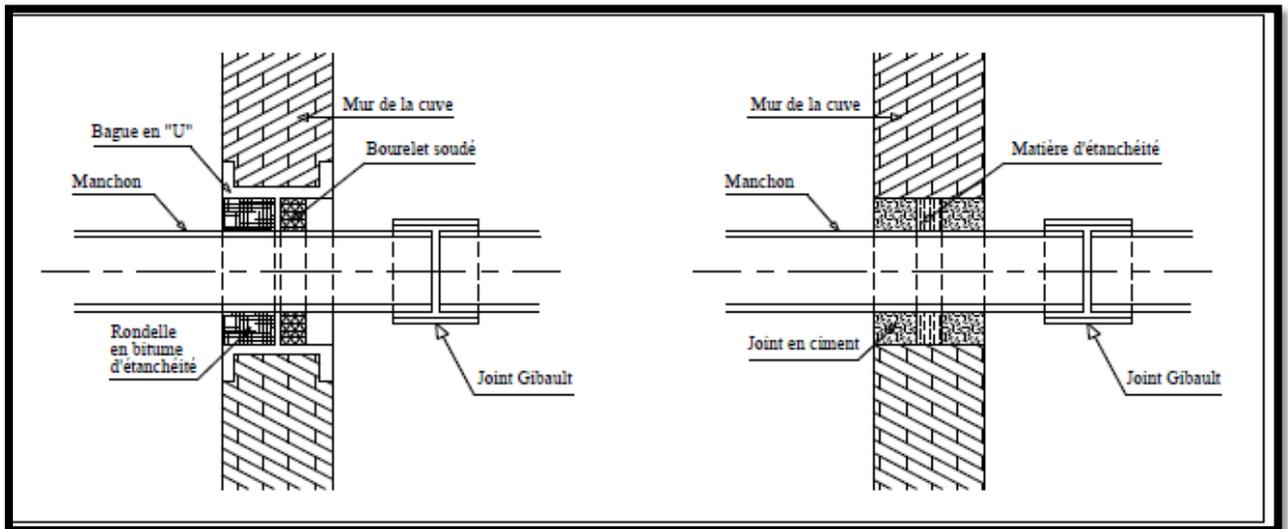


Figure III 9: Traversée des conduites (manchon à bout lisse)

Source : Mémoire de Mr ; BENSALD Mohammed ; 1-0023-11

Deuxième solution :** La traversée peut également être réalisée à l'aide de gaines en fonte dotées de cannelures. La gaine possède un rétrécissement où une rondelle en caoutchouc d'étanchéité est insérée. Cette rondelle est maintenue en place par un écrou vissé ou une clavette.

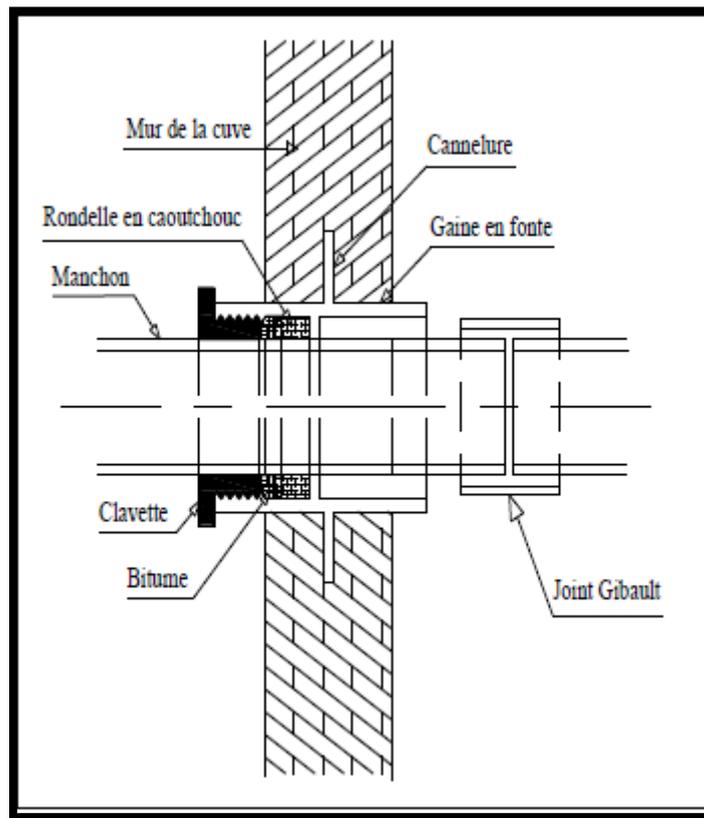


Figure III 10: traversée des conduites (graine en fonte)

Source : Mémoire de Mr ; BENSALD Mohammed ; 1-0023-11

III.12. Les joints d'étanchéité

Il est essentiel de prêter attention aux traversées des conduits dans le béton de la cuve (parois ou radier). À cet effet, il faudra mettre en place un barrage en utilisant un produit plastique, puis le recouvrir de mortier de ciment.

III.13.HYGIENE ET SECURITE

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

- **Couverts** pour les protéger des variations de température et de l'introduction de corps étrangers.
- **Éclairés** par des ouvertures équipées de plaques en verre.
- **Étanches** et ne recevront aucun revêtement susceptible d'altérer l'eau.
- **Aérés** par des ouvertures protégées par des grilles.

D'après ce chapitre, les opérations de forage actuelles sont adéquates. Cependant, à court et à long terme, des forages supplémentaires seront nécessaires. Une analyse hydrogéologique approfondie est indispensable, et une usine de dessalement d'eau de mer (Tennis) sera mise en place pour compenser le manque d'eau.

Actuellement, les installations de stockage d'eau sont suffisantes, mais elles ne le seront pas en 2054. Elles ne seront pas adéquates à cette date. Pour remédier à cette situation, nous prévoyons d'installer un réservoir qui combinera l'eau du puits avec l'eau provenant de l'usine de dessalement de Tannis, afin d'améliorer le système hydraulique.

Conclusion

D'après ce chapitre, les opérations de forage actuelles sont adéquates. Toutefois, à court et à long terme, des forages supplémentaires seront nécessaires. Une analyse hydrogéologique approfondie est requise, et une usine de dessalement d'eau de mer (Tennis) sera mise en place pour compenser le manque d'eau.

Actuellement, les installations de stockage d'eau sont suffisantes, mais elles ne le seront pas en 2054. Elles seront insuffisantes à cette date. Pour y remédier, nous prévoyons d'installer un réservoir qui combinera l'eau des forages avec celle de la station de dessalement d'eau de mer de Tennis afin d'améliorer le système hydraulique.

Chapitre IV

Diagnostic du réseau de distribution existant

Introduction

Ce chapitre visera à réaliser une simulation hydraulique du réseau de distribution en utilisant le logiciel WATER CAD pour l'analyser. Cela implique :

- Déterminer les vitesses et les pressions dans le réseau dans son état actuel.
- Calculer les dimensions du réseau en se basant sur les hypothèses les plus défavorables.
- Prendre en compte les scénarios les plus contraignants.

Les canalisations devront être dimensionnées en fonction du débit de pointe et d'incendie, en assurant une pression de service adéquate pour les bâtiments et autres infrastructures élevées. Avant de procéder à la simulation, nous allons d'abord déterminer les débits aux nœuds et les débits en route pour chaque tronçon.

IV.1 Diagnostic du réseau de distribution existant:

Le diagnostic du réseau de distribution actuel de la ville d'Oued Fodda a permis d'identifier les zones d'influence de chaque réservoir en fonction des districts desservis et des différents réseaux existants. Trois principaux réseaux en PVC ont été distingués. Les calculs ont été effectués à l'aide du logiciel WATER CAD de Générale des Eaux (France). Pour le calcul des pertes de charge, nous avons utilisé la formule de Hazen-Williams. Cette formule, la plus couramment employée aux États-Unis, est spécifiquement conçue pour les écoulements turbulents et ne s'applique qu'à l'eau.

Perte de charge en (m) et débit en (m³/s)

$$Hl = \frac{10,674 * l * Q^{1,852}}{C^{1,852} * d^{4,8741}}$$

HL: perte de charge, en (m)

Q : débit, en m³/s

L: longueur du tuyau, en (m)

D : diamètre du tuyau, en (m)

C : coefficient de rugosité de Harzen_Williams

L'enquête a également identifié trois principales zones de distribution. En nous appuyant sur le plan du réseau existant, nous procéderons à une simulation hydraulique pour les périodes à court terme (2024) et à long terme (2054). Pour ce faire, nous avons utilisé le logiciel de calcul hydraulique WATER CAD.

Logiciel WATER CAD

WATER CAD est une application conviviale pour la modélisation hydraulique et la gestion de la qualité de l'eau des systèmes de distribution. Elle permet d'analyser les débits nécessaires pour la lutte contre les incendies, la concentration des composants, ainsi que la gestion des coûts énergétiques et la modélisation des pompes. WATER CAD facilite la conception de nouveaux systèmes hydrauliques et l'optimisation des réseaux existants pour minimiser les risques et la consommation d'énergie. Vous pouvez utiliser OpenFlows WATER CAD via MicroStation pour une intégration fluide, ou choisir de l'utiliser en tant qu'application autonome pour plus de flexibilité.

IV.2 Description du logiciel Water CAD

Water CAD est un logiciel de modélisation hydraulique conçu pour évaluer la qualité de l'eau dans les systèmes de distribution d'eau potable, développé par Harstad Méthodes. Il offre des outils avancés pour optimiser et gérer efficacement les réseaux. Ce logiciel aide les ingénieurs et les services publics à analyser, concevoir et améliorer les systèmes de distribution d'eau, en examinant notamment la disponibilité du débit pour la lutte contre les incendies, la concentration des constituants et la gestion de la consommation d'énergie et des coûts d'infrastructure.

IV.2.1 Fonction et application

Le modèle Water CAD vise à comprendre l'écoulement et l'utilisation de l'eau dans les systèmes de distribution. Il peut être appliqué à diverses analyses et stratégies pour optimiser la gestion du réseau, telles que :

- Alternance entre les différentes ressources du système.
- Modification des méthodes de pompage ou de gestion des réservoirs.
- Détermination de l'utilisation des stations de chloration ou d'autres types de traitement dans le réseau.
- Planification de l'entretien et du remplacement des canalisations.
- Analyse de la qualité de l'eau et évaluation de la sécurité du système.

IV.3 Calcul hydraulique de réseaux existant

Le système d'alimentation en eau potable de la ville d'Oued Fodda utilise des réservoirs de tête pour la distribution. Ainsi, la simulation de fonctionnement du réseau de distribution sera réalisée pour les scénarios les plus courants, à savoir le cas de pointe et le cas de pointe avec incendie

IV.3.1 Détermination des débits (routes et nœuds)

Pour déterminer les débits dans un réseau maillé, on suit les étapes suivantes :

- Calculer la longueur de chaque tronçon du réseau maillé.
- Déterminer le débit en route pendant l'heure de pointe.
- Évaluer le débit spécifique en tenant compte du débit en route.

Ainsi, la simulation de fonctionnement du réseau de distribution prendra en compte les deux scénarios les plus courants :

- Cas de fonctionnement avec débit de pointe (Q_p).
- Cas de fonctionnement avec débit de pointe plus incendie ($Q_p + Q_{inc}$).

IV.3.2 Cas de pointe

-débit spécifique Il est défini comme le rapport entre le débit de pointe et la somme des longueurs des tronçons du réseau, en supposant que les besoins domestiques sont répartis de manière uniforme sur l'ensemble du réseau. La formule de calcul du débit spécifique est la suivante

$$Q_{sp} = \frac{Q_p}{\sum L_i} \quad (IV.1)$$

- Q_p : Débit de pointe, égal à 58 l/s ;
- Q_{sp} : Débit spécifique (l/s/m) ;
- $\sum L$: Somme des longueurs des tronçons transportant un débit en route ; avec

$$\sum L_i : 15723 \text{ m.}$$

-Débit en route :

Le débit en route est défini comme le débit réparti uniformément sur un tronçon du réseau. Il est calculé à l'aide de la formule suivante :

$$Q_r = Q_{sp} \times L_i \quad (IV.2)$$

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

-Débits aux nœuds

Les débits nœuds représentent les débits concentrés à chaque nœud, fournissant l'eau à la population située autour de chaque tronçon de conduite partagé entre les nœuds considérés. Ils sont calculés à l'aide de la formule suivante :

$$Q_n = 0.5 \times \sum Q_r + \sum Q_{conc} \quad (IV.3)$$

- **Q_{ni}** : Débit au nœud i (m³/s) ;
- $\sum Q_r$: Somme des débits en route des tronçons connectés au nœud i (m³/s) ;
- $\sum Q_{conc}$: Somme des débits concentrés au nœud i (m³/s).

Remarque : Il est constaté que la somme des débits concentrés aux différents points du réseau de distribution est nulle ($\sum Q_{conc} = 0$).

Méthode de calcul de débit de route et débit de nœuds par logiciel Water CAD for Auto CAD : (8)

Tout d'abord, le logiciel WATERCAD calcule les débits (en route et nodaux) en se basant sur les informations que nous devons entrer précisément dans les icônes de WATERCAD. Le débit de connexion est déterminé en fournissant des données sur le débit spécifique et l'élévation des jonctions, après quoi le programme calcule automatiquement le débit en route. Les étapes pour obtenir les débits (nodaux et en route) dans WATERCAD sont les suivantes :

- **Calcul du débit spécifique** : Comme expliqué précédemment, nous procédons d'abord au calcul du débit spécifique.
 - **Saisie des données** : Ensuite, nous entrons le débit spécifique et les cotes aux nœuds pour déterminer les débits nodaux.
- ❖ Finalement, nous recevons automatiquement le débit de route distribué par le programme WATERCAD.

Tableaux IV 1: Calcul des débit nodaux (cas de pointe).

Jonction	élévation	Débit spécifique	Débit de nœud (l/s)
J-1	194.8	0.0083	2.0098
J-2	179.2	0.0083	0.7181
J-3	176.83	0.0083	0.6751
J-4	175.74	0.0083	2.4854
J-5	175.45	0.0083	0.6235
J-6	175.41	0.0083	0.1806
J-7	171.46	0.0083	0.9374
J-8	170.54	0.0083	0.5891
J-9	169.94	0.0083	0.1935
J-10	168.65	0.0083	0.2623
J-11	168.58	0.0083	0.4042
J-12	168.56	0.0083	0.3053
J-13	168.49	0.0083	0.1118
J-14	168.19	0.0083	0.301

Chapitre IV Diagnostic du réseau de distribution existant

J-15	168.1	0.0083	0.1118
J-16	168.01	0.0083	0.7353
J-17	167.88	0.0083	0.2709
J-18	167.86	0.0083	0.3956
J-19	167.8	0.0083	0.688
J-20	167.75	0.0083	0.3913
J-21	167.46	0.0083	1.1954
J-22	167.41	0.0083	0.3225
J-23	167.35	0.0083	0.2021
J-24	167.3	0.0083	0.4558
J-25	167.28	0.0083	2.2704
J-26	167.26	0.0083	0.5031
J-27	167.26	0.0083	1.0535
J-28	167.24	0.0083	0.3956
J-29	167.21	0.0083	0.23
J-30	167.13	0.0083	0.4042
J-31	167.06	0.0083	0.2838
J-32	166.98	0.0083	0.4171
J-33	166.93	0.0083	0.4644
J-34	166.89	0.0083	0.2838
J-35	166.87	0.0083	0.4988
J-36	166.86	0.0083	0.0399
J-37	166.78	0.0083	2.8208
J-38	166.77	0.0083	0.3182
J-39	166.77	0.0083	0.3913
J-40	166.75	0.0083	0.4429
J-41	166.69	0.0083	0.3526
J-42	166.61	0.0083	0.301
J-43	166.6	0.0083	0.3268
J-44	166.55	0.0083	0.3784
J-45	166.52	0.0083	0.3053
J-46	166.41	0.0083	0.4085
J-47	166.38	0.0083	0.5719
J-48	166.36	0.0083	0.12
J-49	166.31	0.0083	0.4171
J-50	166.28	0.0083	0.3784
J-51	166.05	0.0083	0.2967
J-52	165.9	0.0083	0.387
J-53	165.89	0.0083	1.1266
J-54	165.87	0.0083	0.3913

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

J-55	165.87	0.0083	1.6512
J-56	165.87	0.0083	0.4085
J-57	165.77	0.0083	0.1333
J-58	165.71	0.0083	0.2752
J-59	165.65	0.0083	0.3913
J-60	165.65	0.0083	0.3698
J-61	165.61	0.0083	1.2083
J-62	165.6	0.0083	0.387
J-63	165.57	0.0083	0.6493
J-64	165.56	0.0083	0.3913
J-65	165.56	0.0083	0.3096
J-66	165.38	0.0083	0.3698
J-67	165.35	0.0083	0.3268
J-68	165.28	0.0083	0.3096
J-69	165.26	0.0083	1.2212
J-70	165.2	0.0083	0.3526
J-71	165.14	0.0083	0.1677
J-72	165	0.0083	0.2451
J-73	164.94	0.0083	0.11
J-74	164.94	0.0083	0.301
J-75	164.88	0.0083	0.8901
J-76	164.81	0.0083	0.1935
J-77	164.78	0.0083	0.1892
J-78	164.77	0.0083	0.1591
J-79	164.69	0.0083	0.2967
J-80	164.66	0.0083	0.2881
J-81	164.62	0.0083	0.2881
J-82	164.51	0.0083	0.9245
J-83	164.45	0.0083	0.301
J-84	164.44	0.0083	0.1419
J-85	164.35	0.0083	0.3182
J-86	164.33	0.0083	0.3526
J-87	164.3	0.0083	0.3225
J-88	164.23	0.0083	1.4577
J-89	164.16	0.0083	0.3139
J-90	164.09	0.0083	1.0492
J-91	164.09	0.0083	0.3913
J-92	163.89	0.0083	1.7415
J-93	163.72	0.0083	0.3139

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

J-94	163.71	0.0083	0.3139
J-95	163.65	0.0083	0.3913
J-96	163.63	0.0083	0.8084
J-97	163.61	0.0083	0.5934
J-98	163.6	0.0083	0.7224
J-99	163.57	0.0083	0.8858
J-100	163.56	0.0083	0.8772
J-101	163.55	0.0083	0.5805
J-102	163.53	0.0083	0.5848
J-103	163.49	0.0083	0.6579
J-104	163.42	0.0083	0.7009
J-105	163.34	0.0083	0.8299
J-106	163.13	0.0083	3.344
J-107	163.07	0.0083	1.1137
J-108	163	0.0083	0.5676
J-109	162.98	0.0083	0.8643
J-110	162.87	0.0083	1.1223
J-111	162.86	0.0083	0.9159
J-112	162.75	0.0083	0.1505
J-113	162.73	0.0083	0.1376
J-114	162.51	0.0083	0.5461
J-115	162.45	0.0083	0.1935
J-116	162.36	0.0083	0.8514
J-117	162.21	0.0083	1.763
J-118	162.09	0.0083	0.1376
J-119	161.98	0.0083	0.731
J-120	161.48	0.0083	0.2709
J-121	161.35	0.0083	0.8428
J-122	161.3	0.0083	0.6708
J-123	160.8	0.0083	0.7439
J-124	160.44	0.0083	2.3822
J-125	160.26	0.0083	0.3741
J-126	160.1	0.0083	2.1414
J-127	159.95	0.0083	1.2298
J-128	159.9	0.0083	1.161
J-129	159.89	0.0083	0.2107
J-130	159.78	0.0083	0.1849
J-131	159.75	0.0083	0.1892
J-132	159.7	0.0083	0.4042

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

J-133	159.68	0.0083	0.7267
J-134	159.61	0.0083	0.4386
J-135	159.59	0.0083	0.2107
J-136	159.53	0.0083	0.8041
J-137	159.48	0.0083	0.2021
J-138	159.47	0.0083	0.7998
J-139	159.46	0.0083	0.1892
J-140	159.36	0.0083	0.559
J-141	159.33	0.0083	0.43
J-142	159.32	0.0083	0.2107
J-143	159.25	0.0083	0.2322
J-144	159.23	0.0083	0.4085
J-145	159.22	0.0083	0.0645
J-146	159.11	0.0083	0.2365
J-147	159.04	0.0083	0.4042
J-148	158.95	0.0083	0.559
J-149	158.91	0.0083	0.9374
J-150	158.88	0.0083	0.2322
J-151	158.77	0.0083	0.3913
J-152	158.76	0.0083	0.5332
J-153	158.67	0.0083	0.1892
J-154	158.53	0.0083	0.2709
J-155	158.35	0.0083	1.3244
J-156	158.33	0.0083	0.9202
J-157	158.28	0.0083	0.4171
J-158	158.18	0.0083	0.8428
J-159	158.18	0.0083	0.5633
J-160	158.12	0.0083	0.9331
J-161	158.11	0.0083	0.4644
J-162	157.98	0.0083	0.9976
J-163	157.91	0.0083	0.8342
J-164	157.86	0.0083	0.4515
J-165	157.74	0.0083	0.0774
J-166	157.72	0.0083	1.3072
J-167	157.68	0.0083	1.0793
J-168	157.57	0.0083	0.559
J-169	157.55	0.0083	0.2537
J-170	157.53	0.0083	1.1696
J-171	157.53	0.0083	0.602

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

J-172	157.52	0.0083	0.9718
J-173	157.45	0.0083	0.7525
J-174	157.44	0.0083	0.3526
J-175	157.34	0.0083	0.1419
J-176	157.25	0.0083	0.1634
J-177	157.14	0.0083	0.8299
J-178	157.07	0.0083	0.5332
J-179	156.69	0.0083	0.4515
J-180	156.54	0.0083	1
J-181	156.33	0.0083	2.0984
J-182	156.25	0.0083	0.5203

IV.4 Modélisation hydraulique du réseau de distribution existant Formule de perte de charge utilisée

WATERCAD offre plusieurs options pour le calcul des pertes de charge, telles que les équations de Hazen-Williams, Darcy-Weisbach, et Chezy-Manning. Pour notre réseau, nous avons choisi d'utiliser l'équation de Hazen-Williams. Le coefficient CHWC_{HW} CHW de cette équation est déterminé en fonction du type de matériaux utilisés, selon la formule

$$\text{suivante : } J = 10.69 \frac{\left(\frac{Q}{Chw}\right)^{1.852}}{D^{4.871}} \quad (\text{IV- 5})$$

- J : perte de charge linéaire (m).
- D : diamètre de la conduite (m).
- Q : débit transporté (m³/s).
- CHW : coefficient de Hazen-Williams..

IV.5 Fichiers des résultats de simulation

IV.5 Cas de pointe

ANNEXES 5 : il représente débit et vitesse dans les différents tronçons du réseau (cas de pointe) nous observons que la vitesse d'écoulement de l'eau dans plusieurs sections du réseau n'est pas satisfaisante.

ANNEXES 6 : il représente résultats de la simulation nœuds Les résultats de la simulation, en cas de pointe (c'est-à-dire lors des périodes de consommation maximale), révèlent des pressions négatives importantes ainsi qu'une instabilité générale des pressions au niveau des nœuds du réseau.

IV.6.2 Cas de pointe + incendie

ANNEXES 7 : il représente débit et vitesse dans les différents tronçons du réseau. Les résultats de la simulation montrent que la vitesse d'écoulement dans certaines sections du réseau sont instables et insuffisantes, ce qui présente un risque pour les canalisations.

ANNEXES 8 : il représente résultats de la simulation nœuds. L'instabilité et l'insuffisance de la pression aux nœuds du réseau peuvent causer de graves problèmes pour les canalisations du système d'alimentation en eau potable (AEP).

III.4 Constatations et interprétations des résultats de simulation

Le réseau d'alimentation en eau potable de l'agglomération rencontre divers problèmes d'ordre hydraulique, dus à la croissance démographique, au mode d'exploitation du système et au dimensionnement inapproprié du réseau de distribution.

IV.6.1 Cas de pointe

Le réseau de distribution de l'agglomération d'Oued Fodda présente plusieurs anomalies qui affectent son bon fonctionnement. Après simulation, les observations sont les suivantes :

- **Répartition des vitesses :** La vitesse d'écoulement acceptable dans un tronçon se situe entre 0,5 m/s et 1,5 m/s. Cependant, le réseau de distribution de la ville présente des vitesses très faibles, allant de 0,01 m/s à 0,30 m/s dans 90 % des conduites.
- **Problèmes associés :** Les faibles vitesses favorisent la formation de tartre, entraînant le colmatage des conduites. En revanche, des vitesses élevées provoquent une usure prématurée des conduites.

IV.6.2 Cas de pointe + incendie

Dans ce scénario, le comportement hydraulique du réseau reste similaire à celui observé lors du cas de pointe.

IV.2 Diagnostic physique du réseau de distribution

- **Etat des forages**



Figure IV.1 : câble de électrique non protégée



Figure IV.2 : f.Zamoul

1. **f.Zamoul :** Le début de la corrosion est visible sur les conduites d'arrivée, ainsi que sur les pièces de raccordement de la conduite d'aspiration et les accessoires. Cette corrosion affecte également certaines parties des conduites elles-mêmes. Toutefois, l'ouvrage de génie civil reste en bon état, comme le montrent les photos ci-dessus. Néanmoins, des travaux de peinture et d'éclairage sont nécessaires pour maintenir la durabilité et l'efficacité des infrastructures.



Figure IV. 3 : le chambre de vannes forage

2. **F.de kouane :** Le refoulement se fait vers le réservoir de centre-ville d'une capacité de 1000 m³. On remarque que l'ouvrage de génie civil est en bon état. Cependant, il y a une présence notable de corrosion sur les conduites d'aspiration et de refoulement. En revanche, les équipements électromécaniques ainsi que l'armoire de commande fonctionnent correctement, comme l'indiquent les photos ci-dessus. Des mesures de maintenance préventive sont recommandées pour éviter toute détérioration future.
3. **FORAGE CENTRE VILLE :** il y a une présence notable de corrosion sur les conduites d'aspiration et de refoulement. l'ouvrage de génie civil reste en bon état.



Figure IV. 3 : le conduit d'aspiration

Les défaillances enregistrées au niveau des forages :

Les problèmes suivants ont été relevés :

- L'abri du forage Zamoul : Il est dans un état moyen, avec une peinture en mauvais état et des fissures visibles sur les murs.
- Manque d'éclairage : L'absence d'un système d'éclairage adéquat rend les opérations de maintenance plus difficiles.
- Câble d'électricité : Le câble d'alimentation électrique n'est pas suffisamment protégé, ce qui pourrait poser des risques de sécurité.
- Absence de prise d'échantillons : Il n'y a pas de dispositif pour prélever des échantillons d'eau en vue de contrôler sa qualité.
- Équipements défectueux : Le robinet vanne, le clapet anti-retour et la ventouse sont en mauvais état en raison de la corrosion.

Ces défaillances nécessitent des interventions urgentes pour garantir la sécurité et l'efficacité des installations.

➤ **Recommandations concernant les forages :**

Les principales recommandations pour améliorer l'état et le fonctionnement des forages sont les suivantes :

- **Entretien des abris des forages :** Rénover les abris, notamment en repeignant les murs et en installant un éclairage adéquat pour faciliter les opérations de maintenance.
- **Équipement des armoires de commande :** Moderniser les armoires de commande avec les dispositifs nécessaires pour assurer un contrôle et un fonctionnement optimal des équipements.
- **Installation des équipements techniques essentiels :**
 - **Compteur d'eau :** Pour mesurer avec précision le débit d'eau extrait des forages.
 - **Prise de contrôle de la qualité de l'eau :** Installer un dispositif permettant de prélever des échantillons pour un contrôle régulier de la qualité de l'eau.
 - **Sonde pour mesurer le niveau de la nappe phréatique :** Permettre une surveillance en temps réel du niveau de la nappe pour éviter tout risque d'assèchement ou de sur pompage.
 - **Repositionnement des pompes :** Ajuster la position des pompes pour qu'elles soient adaptées au niveau dynamique réel de la nappe, garantissant ainsi une extraction optimale et durable.

- **Débit maximum à respecter** : S'assurer de ne pas dépasser le débit maximum autorisé pour préserver la nappe phréatique et éviter tout dommage aux équipements.

Ces recommandations visent à assurer la durabilité des forages, leur bon fonctionnement, et la protection des ressources en eau.

IV.2.1 Etat actuel de réseaux de distribution

Le réseau de distribution est principalement constitué de tuyaux en PEHD, PVC, et en acier. Les observations effectuées lors des réparations de fuites révèlent que le réseau est désormais insuffisant pour satisfaire les besoins des habitants, malgré la disponibilité des ressources. Des améliorations significatives sont nécessaires pour assurer une distribution efficace et fiable.

- Les conduites principales ne couvrent pas l'ensemble de la ville d'Oued Fodda, et plusieurs ruelles sont dotées de branchements anarchiques. Ces ruelles seront prises en compte dans la conception du nouveau réseau.
- Le réseau de distribution de la ville d'Oued Fodda n'est pas équipé d'un nombre suffisant de bouches d'incendie ou de poteaux d'incendie.

La gestion du système est assurée par l'APC d'Oued Fodda, qui manque de moyens humains et matériels adaptés.

- **Temps de distribution** : De 2h00 à 7h00 du matin (5 heures).
- **Temps de remplissage des réservoirs** : De 7h00 du matin à 2h00 du matin (19 heures).



Figure IV 1: les problèmes des conduits dans la Hay Zebabdja.

IV.2.2 Recommandations

Après avoir diagnostiqué le système d'approvisionnement en eau potable, il a été déterminé qu'une modification est nécessaire. Nous avons donc élaboré une étude pour concevoir un nouveau système qui permettra une utilisation optimale de l'eau potable et des ressources disponibles, en prenant en compte les problèmes physiques existants. En tenant compte des défis techniques et des problèmes de santé des réservoirs, nous avons développé un plan visant à transformer radicalement le système de la ville d'Oued Fodda.

Après évaluation, il a été constaté que la partie sud de la ville, notamment le quartier des 200 logements, est en excellent état grâce à une rénovation récente. Par conséquent, après un diagnostic hydraulique, physique et mathématique, il a été décidé de ne pas inclure cette partie dans le programme de réhabilitation, car elle est en bon état et sera directement intégrée au nouveau système de distribution de la ville.

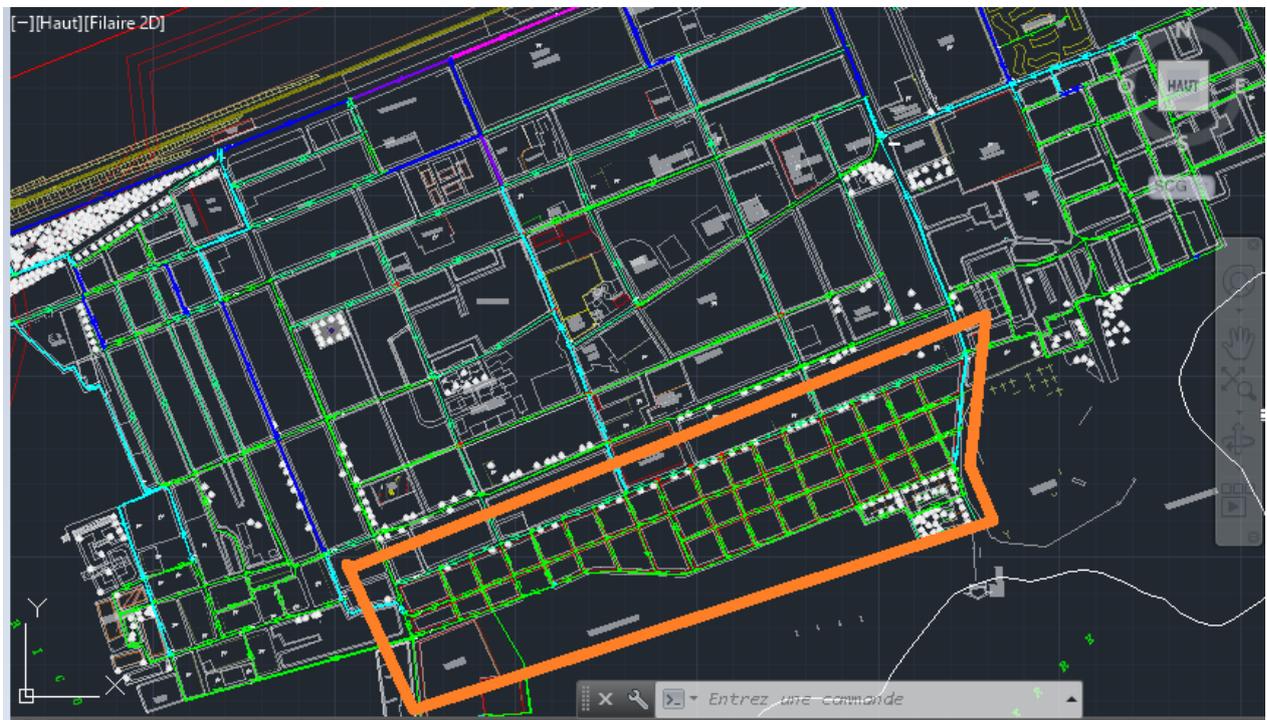


Figure IV 2 : Quartier 200 logements (ville d'Oued Fodda) .



Figure IV 3: Quartier 200 logements (ville d'Oued Fodda) par Google Maps.

Conclusion

En plus des problèmes hydrauliques, les responsables du réseau sur le terrain ont signalé plusieurs anomalies, notamment :

- A) La dégradation de la qualité de l'eau distribuée ;
- B) L'augmentation du nombre de fuites signalées ;
- C) La hausse de la demande en eau ;
- D) Les plaintes des abonnés concernant la pression insuffisante ou la mauvaise qualité de l'eau ;
- E) La détérioration visible des conduites.

Les chapitres suivants aborderont les questions de gestion quotidienne et de planification, tant à court terme qu'à long terme, en prévoyant un redimensionnement du réseau de distribution.

Chapitre V: Conception d'un nouveau réseau d'AEP

Introduction

Après avoir diagnostiqué le réseau existant, identifié ses anomalies et proposé des solutions pour les résoudre, ce chapitre se concentrera sur le dimensionnement du réseau pour l'horizon 2030. Il inclura les zones d'extension et les zones urbanisées, tout en garantissant les débits et les pressions nécessaires pour les abonnés.

V.2 Choix du schéma du réseau de distribution

Pour la ville dans la région d'Oued Fodda, il pourrait être judicieux de privilégier un schéma mixte. Ce type de schéma offrirait la flexibilité nécessaire pour répondre aux besoins futurs de la population tout en assurant une continuité du service dans les différentes zones, tout en tenant compte des contraintes budgétaires et géographiques.

Si vous avez des particularités ou des contraintes spécifiques à prendre en compte, n'hésitez pas à les mentionner, et je pourrai ajuster la recommandation en conséquence.

V.3 Choix de type de réseau

En fonction de la structure et de l'importance de l'agglomération, trois types de réseaux de distribution peuvent être distingués : les réseaux ramifiés, les réseaux maillés et les réseaux combinés (ramifiés + maillés).

Dans notre étude, le réseau de distribution est de type maillé. Un réseau maillé est constitué de plusieurs tronçons disposés de manière à former une ou plusieurs boucles fermées.

Contrairement au réseau ramifié, un réseau maillé permet une distribution alternative en cas de défaillance d'un tronçon.

Pour notre projet, nous avons modifié une grande partie du schéma du réseau existant en supprimant certaines ramifications et en ajoutant de nouvelles mailles. Ces ajustements prennent en compte la répartition spatiale des constructions existantes ainsi que les extensions prévues dans le plan d'aménagement de la ville à long terme, pour 2054.

V.4 Conception du réseau de l'agglomération

Pour concevoir un réseau de distribution, plusieurs éléments doivent être pris en compte, car ils peuvent influencer son efficacité. Parmi ces éléments, on trouve :

- L'emplacement des quartiers
- L'emplacement des points de consommation
- Le relief du terrain
- La nécessité d'assurer un service flexible et précis

V.5 principe du tracé du réseau

Le tracé du réseau se déroule comme suit :

1. Identifier les consommateurs importants (comme les usines) ;
2. Repérer les quartiers à forte densité de population ;
3. Déterminer l'itinéraire principal pour assurer la distribution à ces consommateurs ;
4. Tracer les conduites principales en parallèle suivant cet itinéraire ;
5. Assurer une répartition équilibrée des conduites principales pour garantir une bonne distribution de l'eau ;
6. Relier les conduites principales entre elles avec des conduites secondaires pour former des boucles (mailles) permettant d'alimenter les quartiers.

V.6 choix du matériau des conduites

Le matériau choisi dépend de la pression, de l'agressivité causée par les eaux et le sol, de l'ordre économique (coût, disponibilité sur le marché), ainsi que de la bonne connexion de la conduite.

Grâce aux accessoires tels que les joints, les coudes et les Vannes, il est possible de faire le bon choix

L'acier, la fonte ductile, le PVC (polyvinyle chlorure) et le PEHD (polyéthylène haute densité) sont parmi les matériaux à utiliser.

V.7 Comparaison entre les différents types de tuyaux :

Les matériaux d'eau potable sont composés de différents matériaux. Au cours de la première moitié du XXe siècle, le marché est dominé par la fonte grise qui occupe progressivement la place de l'acier de l'amaoante_ciment et du PVC. À partir de 1950, Le PVC est plus couramment employé en raison de la maîtrise accrue de la technologie. Dans les années 1970, il prédominait sur le marché mais connaissait un déclin lent à partir de 1975, cédant progressivement du Terrain à la fonte ductile. elle, qui a fait son apparition discrète au début des années 60, connaît une augmentation de son utilisation jusqu'en 1970.

V.7 .1 Comparaison entre les différents types des conduits (9)

Les terminologies concernant les diamètres des canalisations diffèrent selon la nature de la canalisation : Pour la fonte, on spécifie le Diamètre Nominal DN/ID. qui correspond au diamètre intérieur de la canalisation ØDN60, 80, 100, 125, 150, 200, 250, 300, 350, 400, 450, 500, 600.... Pour le PVC et le PEHD, on spécifie le Diamètre Nominal DN/OD qui correspond au diamètre extérieur de la canalisation Ø25, 32, 40, 50, 63, 75, 90, 110, 125, 140, 160, 180, 200, 225, 250, 280,

Source : PDF LE DTR

LES TUYAUX FONTE : (9)

Les tuyaux en fonte sont disponibles en plusieurs classes de pression selon la norme EN 545:2010. Cette norme définit les caractéristiques des tuyaux en termes de :

- **Résistance mécanique** (conformité aux charges actuelles et futures)
- **Garantie de débit** (résistance à l'ovalisation, rigidité diamétrale, etc.)
- **Tenue aux pressions hydrauliques** (pression de service et/ou d'essai)

Les classes disponibles sont : C25, C30, C40, C50, C64, C100.

Pour les applications AEP, il est crucial que les tuyaux résistent également aux agressions chimiques des sols. Les revêtements extérieurs jouent un rôle clé dans cette résistance :

- Pour les conditions standards, un revêtement en zinc-aluminium assure une longue durée de vie.
- Pour les environnements agressifs, des revêtements extérieurs comme les revêtements TT (Tout Terrain) ou polyuréthane sont recommandés.

Les tuyaux en fonte ductile se distinguent par les caractéristiques suivantes :

- **Revêtement extérieur** : alliage zinc-aluminium d'au moins 400 g/m² et revêtement époxy bleu alimentaire (ACS) d'une épaisseur minimale de 100 µm.
- **Revêtement intérieur** : mortier de ciment de haut-fourneau centrifugé, résistant aux sulfates et de qualité alimentaire (CLP).
- **Joint** : type TYTON en élastomère EPDM de qualité alimentaire (ACS).

Source : PDF LE GUIDE

LES TUYAUX EN POLYÉTHYLÈNE : (9)

Les tubes en polyéthylène (PEHD) PE100 sont utilisés dans les réseaux enterrés ou aériens d'adduction d'eau ou de distribution d'eau potable ou pour les branchements d'alimentation. Ces tuyaux en PE 100 conjuguent une très grande souplesse et résistance.

Il existe différents groupes de classification du polyéthylène :

- GR1 – PEHD trait jaune pour les applications dans les réseaux de distribution du Gaz.
- GR2 – PEHD trait bleu pour les applications d'adduction et de distribution d'eau potable.
- GR3 – PE pour les applications irrigation.
- GR4 – “noirs à trait marron” pour les applications d'assainissement ou ”noirs” pour les applications d'eaux non potables, industrielles ou réseau incendie.
- GR5 – PE pour applications confinement de transport d'électricité.

. Une nouvelle génération de résine polyéthylène PE100 RC (Résistance to Crack) vient améliorer les performances du polyéthylène avec une résistance accrue à la propagation lente des fissures. Dans certaines configurations, il est possible de remblayer la canalisation avec les matériaux d'excavation sans enrobage de protection préalable (sable). Pour les réseaux où les contraintes en produits désinfectants sont sensibles (dioxyde de chlore), un polyéthylène spécifique aux propriétés chimiques améliorées a été développé, le PE100 RD.

Source : PDF DTR

LES TUYAUX EN PVC : (9)

Destiné à l'adduction d'eau potable, le transport de liquide sous pression et l'irrigation, le PVC est composé par 2 grandes familles :

Le PVC Bi-orienté pour lesquels la matière est tressée dans le sens du long et de la circonférence pour faire un maillage procurant des caractéristiques techniques très intéressantes. La couleur de ces tuyaux est généralement bleue. Ils existent pour des pressions de 12.5, 16, 20 ou 25 bars selon la demande.

Le PVC pression à joints basiquement noir qui résiste à une pression de 10, 12.5, 16 ou 25 bars selon la demande.

Source : PDF LE GUIDE

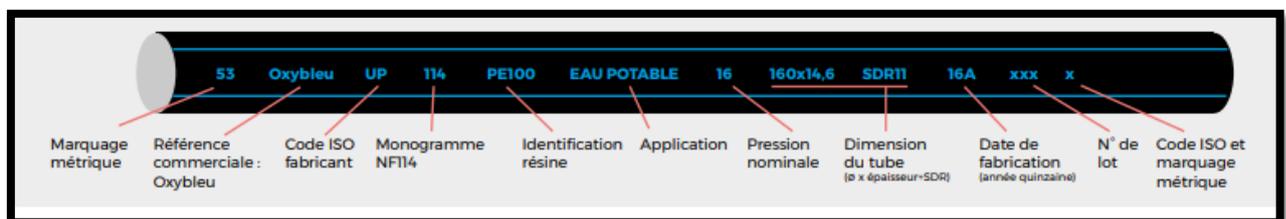
Marquage de conduit

Figure V 1: marquage de conduit (PVC, PEHD, FONTE)

Source : PDF DTR

(10)Le béton est un matériau utilisé depuis plus d'un siècle pour la pose de canalisations. Il est durable et économique par rapport à d'autres matériaux comme la fonte, le grès, l'acier ou le PVC. Le béton permet de réaliser des canalisations avec des diamètres supérieurs à 2 000 mm, disponibles en différentes formes

- Ovoïdes

- Carrées ou rectangulaires
- Circulaires

Les canalisations en béton offrent plusieurs avantages :

- **Résistance mécanique** : Elles supportent des remblais de grosses granulométries et divers types de sols.
- **Accessibilité** : Leur forme et diamètre intérieur permettent l'utilisation d'équipements de curage, facilitent les réparations, les réhabilitations et les inspections vidéo.
- **Durabilité** : Les mortiers utilisés sont résistants aux substances agressives présentes dans les égouts urbains et industriels.
- **Résistance aux UV** : Le béton est insensible aux rayons ultraviolets

Ainsi, d'après cette étude, nous avons opté pour des conduits en PEHD pour notre projet en raison des nombreux avantages qu'ils offrent.

Tuyaux en PEHD (9)

Avantages :

- Excellente résistance à la corrosion interne, externe, microbiologique, et à l'entartrage.
- Large disponibilité sur le marché, facilité de pose grâce à une grande flexibilité, et possibilité d'enroulement en couronne pour les petits diamètres.
- Fiabilité accrue au niveau des branchements, réduisant le risque de fuite.
- Bonnes caractéristiques hydrauliques avec un coefficient de rugosité très faible.
- Durée de vie éprouvée par l'expérience et les tests de vieillissement, estimée à 50 ans à une température de 20°C.

Inconvénients :

- Nécessite une grande technicité pour les jonctions.

V.8 Calcul hydraulique du réseau de distribution pour L'horizon 2054.

Le calcul du réseau de distribution sera effectué pour les deux scénarios suivants :

- Cas de pointe
- Cas de pointe avec incendie

V.8.1 Calcul des débits

V.8.1.1 Détermination du débit spécifique

Défini comme le rapport entre le débit de pointe et la somme des longueurs des tronçons du réseau, ce calcul suppose que les besoins domestiques sont uniformément répartis le long de l'ensemble du réseau.

$$Q_{sp} = Q_{pointe} / \sum Li$$

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

Q_{sp} : Débit spécifique (l/s /m)

$\sum Li$: Somme de longueurs du tronçon (m).

Tableau V.1 : Détermination de débit spécifique

V.8.1.2 Calcul des débits en route

Le débit en route est défini comme le débit réparti uniformément le long d'un tronçon de réseau. Il est calculé à l'aide de la formule suivante :

$$Q_{ri} = Q_{sp} * L_i \quad V.1$$

Avec : Q_{ri} : Débit en route dans le tronçon i (1/s) ;

Q_{sp} : Débit spécifique (1/s/m) ;

L_i : Longueur du tronçon (m).

V.8.1.3 Détermination des débits nodaux

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

$$Q_{ni} = 0.5 \sum Q_{ri} - k + \sum Q_{ci} \quad V.2$$

Où :

Q_{ni} : Débit au nœud i (1/s) ;

$\sum Q_{ri} - k$: La somme des débits en route des tronçons reliés au nœud (1/s) ;

$\sum Q_{ci}$: La somme des débits concentrés au nœud (1/s).

*Les résultats du calcul des débits sont donnés dans logiciel water CAD ci-après :

V.9 Résultats de la simulation

cas de point

ANNEXES 9 : il représente débit et vitesse dans les différents tronçons du réseau (cas de pointe) Les résultats de la simulation indiquent la présence de points avec des vitesses d'écoulement optimales dans certaines sections du réseau, ce qui contribue à améliorer l'efficacité du système d'alimentation en eau potable (AEP).

ANNEXES 10 : il représente résultats de la simulation nœuds Les résultats de la simulation montrent la présence de points de **pression avec des valeurs optimales**, ce qui contribue à améliorer l'efficacité du système d'alimentation en eau potable (AEP)..

IV.6.2 Cas de pointe + incendie

ANNEXES 11 : il représente débit et vitesse dans les différents tronçons du réseau Lors des simulations effectuées en **cas de pointe**, combiné à un **scénario d'incendie**, nous avons observé une légère variation de la vitesse d'écoulement dans le réseau.

ANNEXES 12 : il représente résultats de la simulation nœuds Dans le cas d'une demande de pointe, combinée à un incendie, nous observons une légère variation des points de pression dans le réseau.

NB

Suite à l'analyse d'un autre réseau de distribution, nous avons constaté que les pressions sont comprises entre 2 et 6 bars dans tous les nœuds, indiquant une bonne répartition des pressions. Les simulations effectuées sur les conduites montrent que 90 % des vitesses sont comprises entre 0,5 m/s et 1,5 m/s, ce qui confirme un débit d'eau adéquat dans les conduites et évite tout problème de colmatage. Bien que certaines vitesses soient inférieures à 0,5 m/s, cela n'affecte pas notre réseau, dont la vitesse maximale est de 2 m/s.

Pour le cas de pointe + incendie, nous avons réalisé les mêmes simulations que précédemment, avec l'exigence supplémentaire de garantir un débit d'incendie de 17 l/s dans le nœud le plus défavorable. Les résultats montrent des pressions acceptables (entre 2 et 6 bars) dans tous les nœuds du réseau. Lors des simulations des conduites, nous avons observé des vitesses inférieures à 0,5 m/s et supérieures à 1,5 m/s, mais ces variations n'affectent pas significativement le réseau.

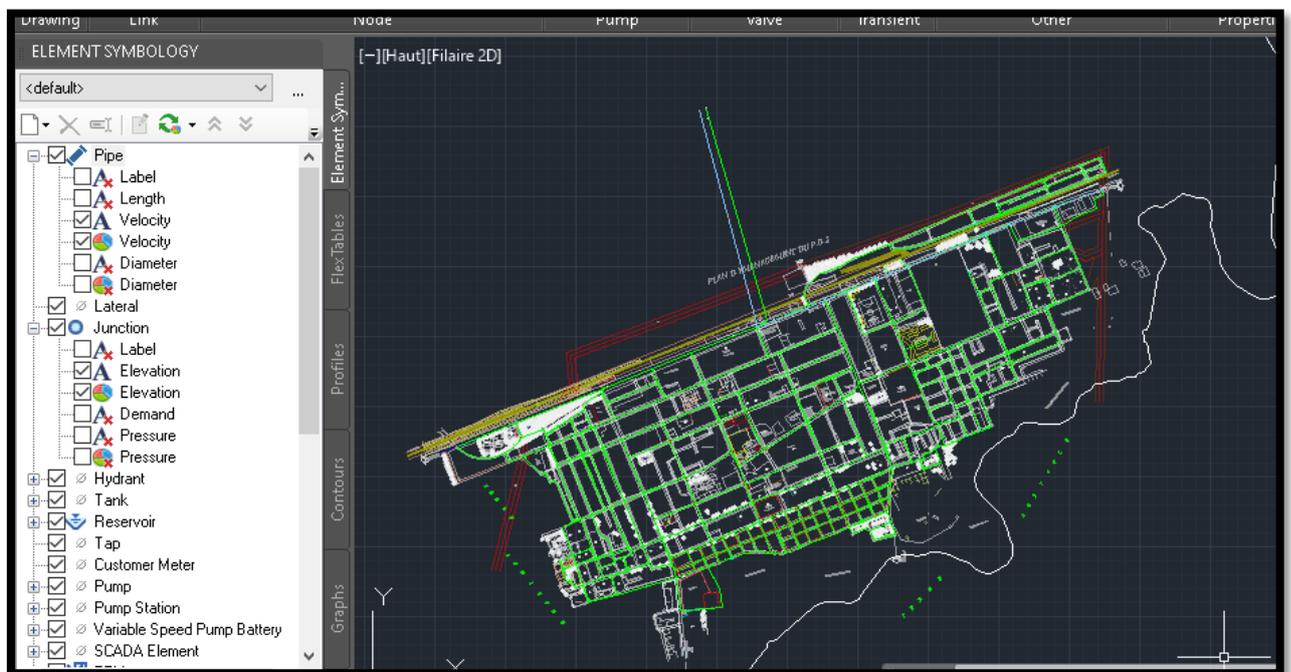


Figure V 2: résultats de simulation (pression ;vitesse) cas de pointe

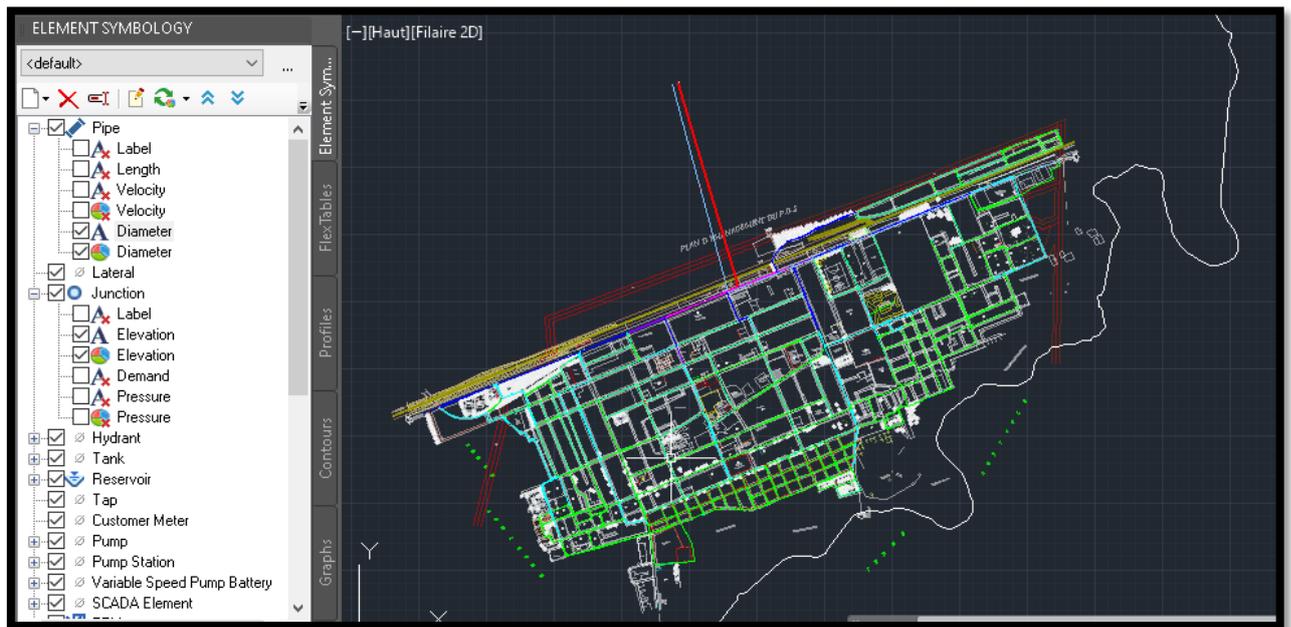


Figure V.3: résultats de simulation (pression ; vitesse) cas de pointe+incendie

Conclusion

À la fin de ce chapitre, il est possible de conclure qu'après la conception du réseau, on a constaté un bon fonctionnement du réseau, ce qui s'est traduit par des pressions adéquates aux nœuds et des vitesses d'écoulement adéquates dans les conduites.

Chapitre VI: Etude de l'adduction

Introduction

Les adductions jouent un rôle crucial en assurant le transport de l'eau entre les points de collecte et de stockage, qui sont souvent éloignés les uns des autres, parfois sur de grandes distances. Les ouvrages d'adduction varient souvent en taille et en dimensions. Il est donc essentiel d'étudier toutes les conditions dans lesquelles la canalisation devra être construite, tant sur le plan technique qu'économique. Ces deux aspects étant interconnectés, une étude approfondie nous permettra de choisir la solution la plus appropriée.

VI.2 Type d'adduction

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

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

VI.2.1 Adduction gravitaire

Il s'agit d'une adduction où l'écoulement de l'eau se fait par gravité. Ce type d'adduction est rencontré lorsque la source se situe à une altitude supérieure à la cote piézométrique de l'ouvrage de destination. Il existe deux types d'adductions gravitaires.

- A surface libre ;
- En charge.

VI.2.2 Adduction par refoulement

Il s'agit d'une adduction où l'écoulement se fait sous pression à l'aide de machines hydroélectriques. Ce type d'adduction est utilisé lorsque la source se situe à une altitude inférieure à la cote piézométrique de l'ouvrage de destination.

VI.2.3 Adduction mixte

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

VI.3 Choix de la trace des adductions

Le tracé des conduites d'adduction doit respecter certains impératifs dans la mesure du possible. Il est crucial que le parcours entre les forages et le réservoir d'accumulation soit le plus court possible. Aux points culminants du tracé, des bulles d'air, difficiles à évacuer, peuvent se former, rendant nécessaire l'installation de ventouses. Par conséquent, il est important d'éviter autant que possible les contre-pentes. Suivre les accotements des routes est recommandé pour faciliter l'installation, la détection des fuites, ainsi qu'un accès rapide pour l'entretien et l'acheminement des matériaux. Une analyse des conditions d'installation de ces canalisations, tant sur le plan technique qu'économique, est également essentielle.

VI.4 Choix du matériau

Le choix des matériaux pour la réalisation des conduites dépend principalement de leurs caractéristiques techniques et économiques. La sélection des différentes conduites se base sur plusieurs critères, notamment :

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

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

Le choix du PEHD (polyéthylène haute densité) est privilégié en raison des nombreux avantages qu'il offre :

- Disponibilité sur le marché grâce à une production locale.
- Facilité de pose grâce à son faible poids.
- Résistance élevée aux grandes pressions (> 20 bars).
- Réduction du nombre de pièces spéciales nécessaires pour l'assemblage.
- Adaptabilité aux terrains accidentés.
- Très faible rugosité, grâce à sa surface lisse, ce qui est particulièrement notable pour le PEHD.

L'assemblage des tuyaux peut être réalisé en utilisant :

- Le soudage bout à bout, qui consiste à fusionner les extrémités de deux éléments tubulaires à l'aide d'une plaque chauffante (pour les conduites en PEHD).
- Des équipements tels que les coudes et les vannes, (pour les conduites en fonte).

VI.4.1 Schéma hydraulique

Il existe des sources d'eau pour approvisionner les habitants de la ville d'Oued Fodda, car il existe un réservoir d'eau (Kewan) qui alimente en eau la station de dessalement d'eau de mer (Tenes) via de piquage dans les canaux de la station. source d'eau de puits répartis autour de la ville d'Oued Fodda, qui alimentait les réservoirs circulaires du centre de la ville d'Oued fodda .

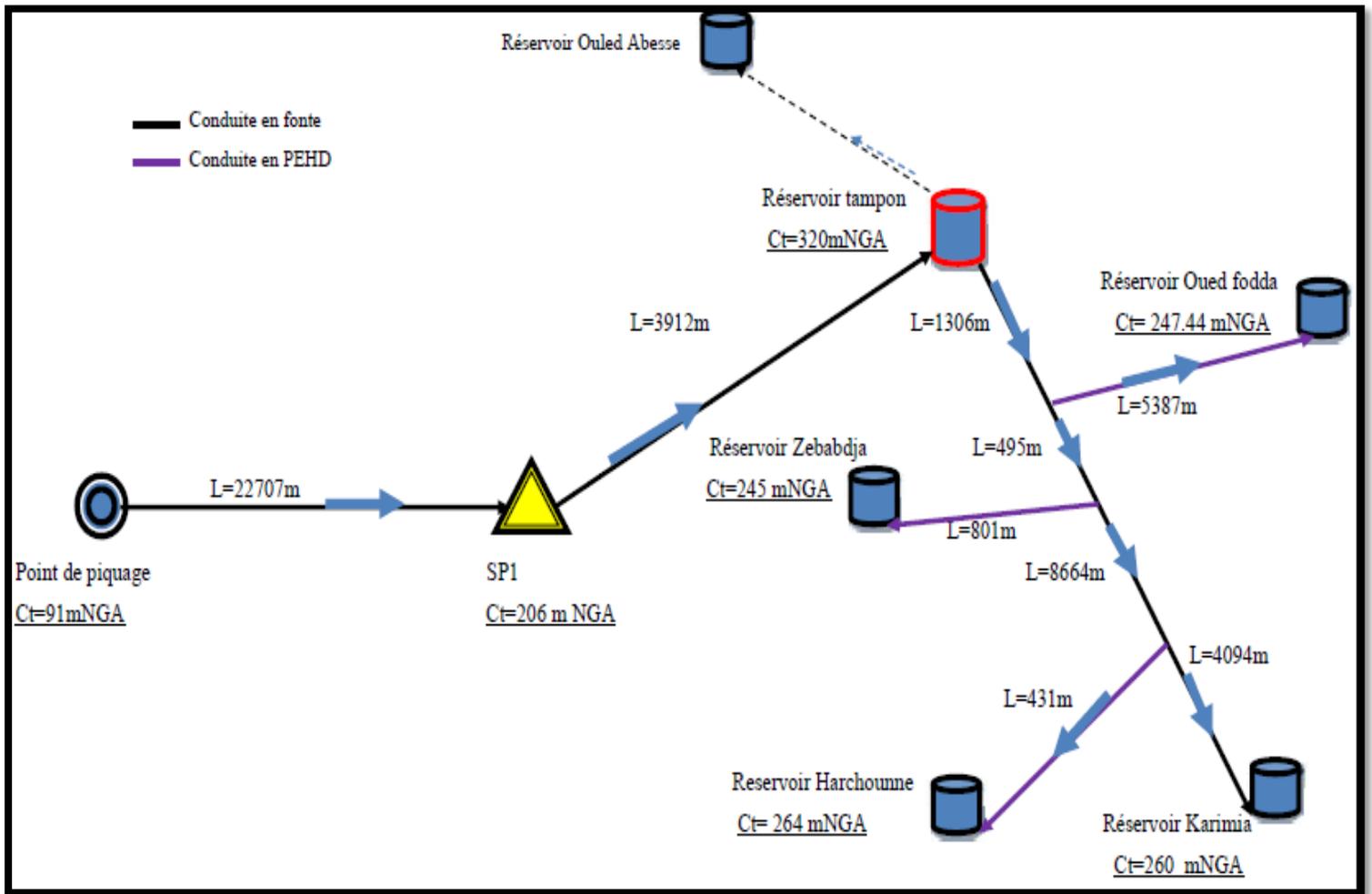


Figure VI 1le point de piquage de station de dessalement d'eau de mer qui alimente le réservoir de capacité de 7500 m³

VI.4.1.1 Réseau d'adduction des puits existant

Tableaux VI 1: Ressource en eau d'Oued Fodda (les forages bons état)

N°	Ouvrages de mobilisation	Profondeur Aquifère		Caractéristiques du forage				Date de mise en service
		Toit(m)	Mur(m)	D (m)	H (m)	Qmx (l/s)	Qexp (l/s)	
1	F.Zemoul	03	34	400	60	18	18	1993
2	F.Oued Fodda centre	07	36	400	17	18	18	1987
3	F.Kouane	08	24	400	35	18	18	1990
Total						5	4	

Les variantes des propositions pour le système hydraulique de notre adduction sont :

1ere variante:

Un réservoir circulaire de 3 000 mètres cubes sera érigé afin de fournir de l'eau aux résidents de la ville de Oued Fodda. Un réservoir circulaire sera alimenté par le réservoir circulaire déjà existant, qui a un volume de 7 500 mètres cubes, principalement par un piquage dans les canalisations de l'usine de dessalement d'eau de mer qui traverse l'oued Fodda et ses communautés environnantes. Et également le réservoir circulaire d'une capacité de 3000 mètres cubes sera alimenté par les puits situés à proximité de la ville d'Oued Fodda, qui alimentaient les anciens réservoirs mis hors service après leur diagnostic. Par conséquent, nous pouvons tirer la conclusion que le réservoir circulaire permettra de relier l'eau de l'usine de dessalement d'eau de mer à l'eau des puits situés à la périphérie de la ville d'Oued Fodda.

2ème variante:

La population de la ville d'Oued Fodda est alimentée directement par le réservoir de 7 500 mètres cubes, alimenté par la station de dessalement de l'eau de mer (TENNES). De cette façon, nous évitons de dépendre de l'eau provenant du puits situé dans la banlieue d'Oued Fodda et connectons directement le réservoir de 7 500 mètres au nouveau système d'alimentation d'eau potable d'Oued Fodda

Les avantages de 1ere variante

*Étendre la disponibilité des sources d'eau.

* Il est conseillé d'installer un réservoir à brise de charge afin d'éviter les pertes de charge.

* La fermeture du stationnement de dessalement d'eau de mer (Tennis) est due à un problème de canalisations de 1500 mm de diamètre, ce qui demande un entretien prolongé.

* Une diminution de la pression exercée sur le stationnement de dessalement d'eau de mer (Tennis), car il fournit 95 % de la population de Chlef et une grande partie de la population totale.

*Le stationnement de dessalement de l'eau de mer a été fermé en raison de la turbidité de la mer.

*Les puits situés dans la ville d'Oued Fodda seront utilisés et reliés au nouveau réservoir.



Figure VI 2: Schéma hydraulique

VI.5 Dimensionnement de l'adduction :

VI.5. Adduction par refoulement (les puits) et réservoirs 3000m³

V1_5-1 Diamètre économique :

Pour chaque tronçon {j} formant le réseau .le diamètre économique se calcule d'après l'expression suivante :

$$D_{éc} = E \frac{1}{\alpha+m} \cdot C_j \frac{\beta}{\alpha+m} \cdot Q \frac{\beta}{\alpha+m} \tag{VI-1}$$

*1Avec :

E: facture économique

Cj: rapport du débit de tronçon considère sur le débit du tronçon tête du réseau

$$Q_j = C_j \cdot Q_p \tag{VI-2}$$

Qj: débit de tronçon considère

Qp: débit de pompage quelques formules qui donnent le diamètre économique

1_ FORMULE DE BONIN :

$$D_{éc} = \sqrt{Q} \tag{VI-3}$$

Avec Q : en m³ /s

2_ FORMULE DE BRESSE

$$D\acute{e}c = 1.5\sqrt{Q} \quad .VI-4$$

Avec
Q: en m³/S

3_ FORMULE DE MUNIER :

Applicable pour un calcul rapide du diamètre d'une canalisation en fonte. Dans une installation petite ou moyenne importance

$$D\acute{e}c = (1 + 0.02n) \sqrt{Q} \quad VI-5$$

Q: en m³/s et
n: nombre d'heures de pompage

4_ FORMULE DE VIBERT :

Pour les conduites en fontes:

- Pompage continu:

$$D\acute{e}c = 1.547(\sigma /)^{0.154} Q^{0.46} \quad VI-6$$

- Pompage 10h/24 :

$$D\acute{e}c = 1.547(\sigma /)^{0.154} Q^{0.46} \quad VI-7$$

Avec :
Q: en m³/S
 σ : prix de KWH d'énergie
f: le prix de Kg de fonte

Remarque :

Les formules de Bonin et de Bresse ne prennent en compte que le débit et un coefficient économique (1.5 ou 1) comme paramètres influents sur le diamètre. Par conséquent, leur utilisation sans connaître l'erreur d'évaluation peut être problématique. Les formules de Vibert et Munier ne conviennent pas non plus à notre situation, car nos groupes électropompes fonctionnent 20 heures sur 24 et les conduites sont en PEHD. Les formules mentionnées ci-dessus permettent de calculer un diamètre économique. Pour déterminer le diamètre économique normalisé, on compare plusieurs diamètres (généralement une gamme de diamètres normalisés proches du diamètre économique calculé) et on évalue, d'une part, les dépenses d'amortissement de la conduite et, d'autre part, les frais d'exploitation.

IV_5_2 Étude technico- économique de l'adduction :

Du point de vue économique. La conduite de refoulement est reliée à la station de pompage. Plus le diagnostic de la conduite est restreint. Plus la perte de charge est importante et plus la lenteur de dépenses sera élevée.

Il est donc nécessaire d'avoir un diamètre économique pour la conduite de refoulement, ce qui découle d'un compromis entre :

1) les coûts de construction de la conduite de refoulement qui augmentent avec l'augmentation du diamètre.

2) Les coûts d'exploitation diminuent lorsque le diamètre économique est celui qui réduit au minimum les coûts d'exploitation du couple conduite-pompe.

IV_5_3 perte de charge :

La détermination des pertes de charge est essentielle pour le calcul des frais d'expédition. On considère à la fois les pertes de charge linéaires et singulières. Le gradient de perte de charge est calculé à l'aide de la formule de Darcy-Weisbach.

$$J = \frac{16\lambda Q^2}{2g\pi^2 D^5} \quad \text{VI.8}$$

Avec

J: gradient de perte de charge

Q : débit véhicule m³/S

g : accélération de la pesanteur g= 9.81 m/s²

D : diamètre en m

λ : Coefficient de frottement

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

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

le coefficient de frottement est calculé par la formule de NIKURADZE

$$\lambda = (1.14 - 0.86 \ln(\frac{\epsilon}{D}))^2 \quad \text{VI.9}$$

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

le coefficient de frottement est calculé par la formule de COLEBROOK 1

$$\sqrt{\lambda} = -2. (3.7D + 2.51 Re\sqrt{\lambda}) \quad \text{.IV-10}$$

$$\frac{1}{\lambda} = -2. \ln \frac{\epsilon}{3.7D} + \frac{2.51}{2.51 Re\sqrt{\lambda}} \quad \text{IV-11}$$

Avec

ε : Rugosité en mm

Re : nombre de Reynolds

que l'on calcule par la formule suivante :

Avec

V. : Vitesse découle en m/S

D : diamètre de la conduite en m

ν : viscosités en m² /s

IV_5_3_1 perte de charges linéaires :

Les pertes de charge linéaires sont dues au frottement de l'eau avec les parois de la conduite et sont déterminées par la formule suivante :

$$\Delta HL = J \cdot L \tag{IV-12}$$

J : Gradient de perte de charge

L ; La longueur de la conduite en m

IV_5_3_2 pertes de charges singulières :

Les pertes de charge singulières sont générées par des éléments comme les coudes, les vannes, etc. Elles sont estimées entre 10 % et 15 % des pertes de charge linéaires ; dans notre cas, nous prenons 15 %.

$$\Delta HS = (5_{-10}) \Delta HL \tag{IV-13}$$

IV_5_3_3 pertes de charges totales :

La perte de charge totale est : $\Delta HT = \Delta HL + \Delta HS$

Avec :

ΔHT : perte de charge totale

ΔHL : perte de charge linéaire

ΔHS : perte de charge singulière

Donc $\Delta HT = \Delta HL + 0.15 \Delta HL = 1.10 \Delta HL$

$$\Delta HT = 1.10 \frac{16\lambda Q^2}{2g\pi^2 D^5} L \tag{IV-14}$$

L : longueur géométrique de la conduite en m

VI-5-4-Frais d'amortissement :

Les frais d'amortissement augmentent avec le diamètre de la canalisation. Il est nécessaire de prendre en compte l'annuité (A) d'amortissement, qui permet de rembourser un capital investi au taux (i), sur une période généralement égale à la durée de vie du matériel.

$$A = i (i+1)/n-1 + i \tag{VI-16}$$

Avec :

A : annuité de l'investissement.

i : taux d'annuité (8% ne Algérie).

n : nombre d'années d'amortissement (30 ans).

Les frais d'investissement sont égaux à la somme des frais d'amortissement et du prix d'achat de la conduite.

Tableaux VI 2: Frais d'amortissement *et* d'investissement :

f.Zamoul					
Dext (mm)	prix de ml	Longueur (m)	Annuité (%)	frais d'amortissement	frais d'investissement
110	2829.54	415	8.88	10427420.81	11601679.91
125	3868.04	415	8.88	14254501.01	15859737.61

140	4819.15	415	8.88	17759531.58	19759478.83
160	6225.03	415	8.88	22940480.56	25523868.01
180	7873.18	415	8.88	29014242.94	32281612.64
200	9693.92	415	8.88	35724033.98	39747010.78
225	12198.3	415	8.88	44953175.16	50015469.66
250	15000.72	415	8.88	55280653.34	61505952.14
280	18752.52	415	8.88	69106786.7	76889082.5
315	23675.04	415	8.88	87247257.41	97072399.01
355	29953.69	415	8.88	110385338.4	122816119.7
400	37981.68	415	8.88	139970087.1	155732484.3
F.de kouane					
Dext (mm)	prix de ml	Longueur (m)	Annuité (%)	frais d'amortissement	frais d'investissement
110	2829.54	1863.11	8.88	46813089.11	52084833.38
125	3868.04	1863.11	8.88	63994465.96	71201049.96
140	4819.15	1863.11	8.88	79730026.22	88708632.78
160	6225.03	1863.11	8.88	102989490.9	114587406.6
180	7873.18	1863.11	8.88	130257171.5	144925771.9
200	9693.92	1863.11	8.88	160380252.9	178441092.2
225	12198.3	1863.11	8.88	201813759.5	224540534.2
250	15000.72	1863.11	8.88	248178164	276126155.4
280	18752.52	1863.11	8.88	310249506.9	345187514.5
315	23675.04	1863.11	8.88	391689729.5	435798933.3
355	29953.69	1863.11	8.88	495566332.1	551373351.4
400	37981.68	1863.11	8.88	628384744.7	699148792.5
FORAGE CENTRE VILLE					
Dext(mm)	prix de ml	longueur(m)	Annuité(%)	frais d'amortissement	frais d'investissement
110	2829.54	1304.06	8.88	32766222.6	36456112.53
125	3868.04	1304.06	8.88	44792107.43	49836263.67
140	4819.15	1304.06	8.88	55806011.45	62090472.2
160	6225.03	1304.06	8.88	72086176.08	80203988.7
180	7873.18	1304.06	8.88	91171840.1	101438939.2
200	9693.92	1304.06	8.88	112256105.4	124897558.8
225	12198.3	1304.06	8.88	141256958.1	157164273.2
250	15000.72	1304.06	8.88	173709129.6	193270968.6
280	18752.52	1304.06	8.88	217155171.7	241609583
315	23675.04	1304.06	8.88	274158213.2	305031885.9
355	29953.69	1304.06	8.88	346865311.8	385926720.7
400	37981.68	1304.06	8.88	439829859.8	489360249.5

VI-5-5-Frais d'exploitation:

Il est nécessaire de déterminer d'abord les pertes de charge (Delta H) dans les canalisations de diamètres normalisés (DN1, DN2, dots, DNN). En connaissant la hauteur géométrique (Hg), on peut calculer les hauteurs manométriques totales

(HMT) correspondantes à chaque diamètre normalisé. Les pertes de charge sont calculées à l'aide de la formule de Darcy-Weisbach, et le coefficient de frottement (λ) est déterminé à l'aide de la formule de Colebrook.

Tableaux VI 3: Calcul de la hauteur manométrique totale HMT

f.Zamoul								
Dext(mm)	Dint(mm)	vitesse (m/s)	Nbr de Reynolds	λ	longueur(m)	Hg(m)	DHt(m)	HMT (m)
110	79.8	3.60	1768.51	0.021085728	415	50	79.71	129.71
125	90.8	2.78	2964.43	0.020421755	415	50	40.48	90.48
140	101.6	2.22	4646.99	0.019869108	415	50	22.45	72.45
160	116.2	1.70	7951.00	0.01923776	415	50	11.11	61.11
180	130.8	1.34	12765.21	0.018705859	415	50	5.98	55.98
200	145.2	1.09	19384.90	0.018254599	415	50	3.46	53.46
225	163.4	0.86	31088.90	0.017763771	415	50	1.87	51.87
250	181.6	0.70	47430.81	0.017341408	415	50	1.07	51.07
280	203.4	0.55	74645.04	0.016904546	415	50	0.59	50.59
315	228.4	0.44	118681.10	0.016474687	415	50	0.32	50.32
355	258	0.34	193230.63	0.016040252	415	50	0.17	50.17
400	284.6	0.28	286112.44	0.015702805	415	50	0.10	50.10
F.de kouane								
Dext(mm)	Dint(mm)	vitesse (m/s)	Nbr de Reynolds	λ	longueur(m)	Hg(m)	DHt(m)	HMT(m)
110	79.8	3.60	2871968.9	0.021085728	1863.11	81	357.86	438.86
125	90.8	2.78	2524043.1	0.020421755	1863.11	81	181.72	262.72
140	101.6	2.22	2255739.3	0.019869108	1863.11	81	100.80	181.80
160	116.2	1.70	1972315.9	0.01923776	1863.11	81	49.87	130.87
180	130.8	1.34	1752164.5	0.018705859	1863.11	81	26.83	107.83
200	145.2	1.09	1578396.1	0.018254599	1863.11	81	15.53	96.53
225	163.4	0.86	1402589.4	0.017763771	1863.11	81	8.38	89.38
250	181.6	0.70	1262021.5	0.017341408	1863.11	81	4.82	85.82
280	203.4	0.55	1126760.6	0.016904546	1863.11	81	2.67	83.67
315	228.4	0.44	1003428.7	0.016474687	1863.11	81	1.46	82.46
355	258	0.34	88306.659	0.016040252	1863.11	81	0.77	81.77
400	284.6	0.28	805281.51	0.015702805	1863.11	81	0.46	81.46
FORAGE CENTRE VILLE								
Dext(mm)	Dint(mm)	vitesse (m/s)	Nbr de Reynolds	λ	longueur(m)	Hg(m)	DHt(m)	HMT(m)
110	79.8	3.60	2871968.9	0.021085728	1304.06	70	250.5	320.48
125	90.8	2.78	2524043.1	0.020421755	1304.06	70	127.2	197.19
140	101.6	2.22	2255739.3	0.019869108	1304.06	70	70.6	140.55
160	116.2	1.70	1972315.9	0.01923776	1304.06	70	34.9	104.91
180	130.8	1.34	1752164.5	0.018705859	1304.06	70	18.8	88.78
200	145.2	1.09	1578396.1	0.018254599	1304.06	70	10.9	80.87
225	163.4	0.86	1402589.4	0.017763771	1304.06	70	5.9	75.86
250	181.6	0.70	1262021.5	0.017341408	1304.06	70	3.4	73.38

280	203.4	0.55	1126760.6	0.016904546	1304.06	70	1.9	71.87
315	228.4	0.44	1003428.7	0.016474687	1304.06	70	1.0	71.02
350	258	0.34	88306.659	0.016040252	1304.06	70	0.5	70.54
400	284.6	0.28	805281.5	0.015702805	1304.06	70	0.3	70.32

Remarque : - Pour le calcul des pertes de charge, on utilise le diamètre intérieur des conduites.

- Les pertes de charge singulières sont estimées à 15 % des pertes de charge linéaires.

- La hauteur géométrique est calculée à l'aide de la formule suivante : $Hg = (Ctp - Csp)$

Avec :

Ctp : la cote du trop-plein du réservoir en mètre.

Csp : la cote du terrain naturel de la station des puits

VI-5-5-1-la puissance absorbée de la pompe :

La puissance absorbée de la pompe est déterminée par la formule suivante :

$$P = \rho.g.Q.Hmt \eta \text{ (KW)} \tag{IV-17}$$

Avec :

Q : débit pompé en m³ /s. η:rendement de la pompe 82 %.[4] 29

VI-5-5-2-l'énergie consommée annuellement par la pompe :

L'énergie consommée en une année est calculée par la formule suivante :

$$E = P. T. 365 \tag{VI-18}$$

Avec :

E : énergie consommée en KWh

T : nombre d'heure de pompage (T=20 h).

P : puissance absorbée par la pompe en KW. [4]

VI-5-5-3-Frais d'exploitation :

Les frais d'exploitation d'une adduction sont évalués en fonction de la consommation d'énergie et du prix du kWh, selon la formule suivante :

$$FE=C \times E \tag{IV-19}$$

où :

- C : est le prix unitaire du kWh, fixé par SANALGAZ (C = 4,179 DA).
- E :est l'énergie totale consommée par la pompe.

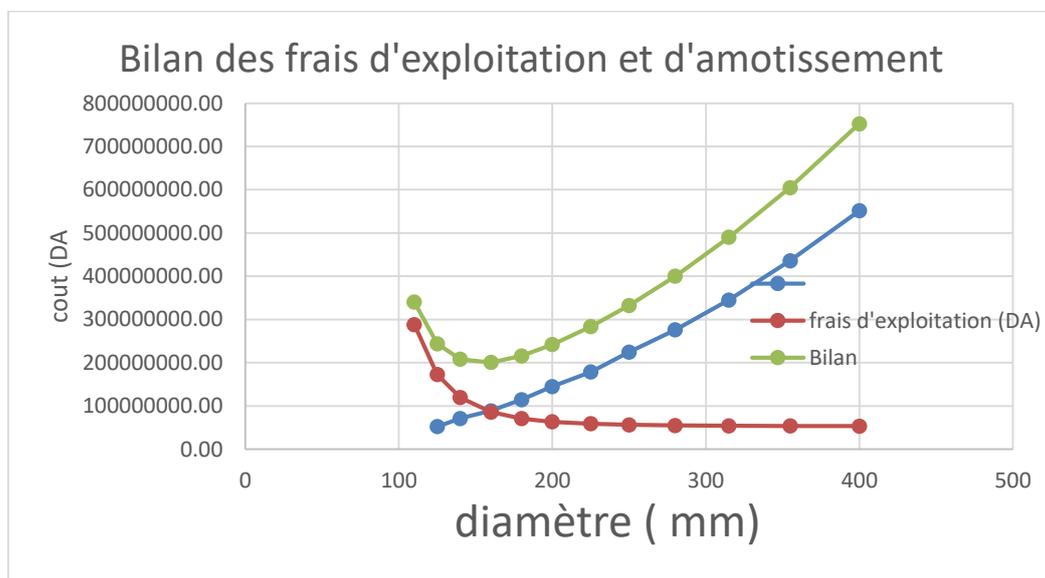
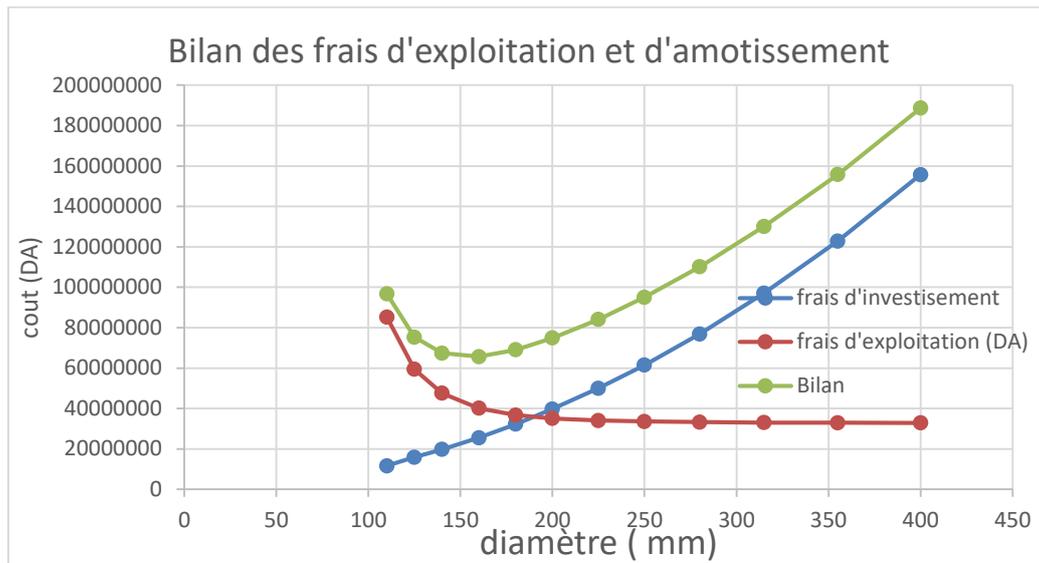
Tableaux VI 4: Consommation et frais d'exploitation

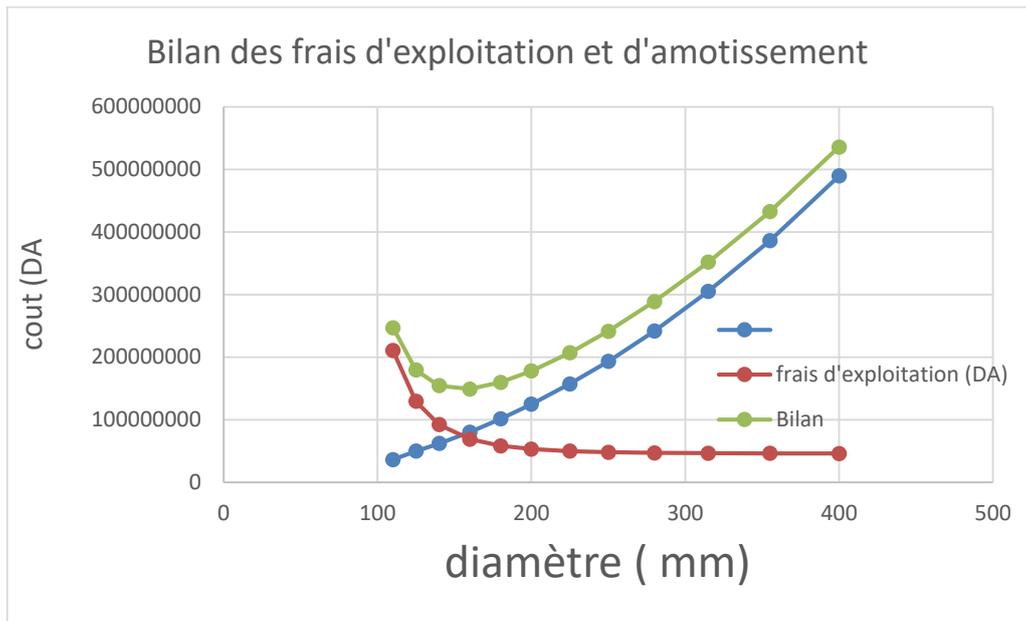
f.Zamoul					
Dext(mm)	HMT(m)	P(KW)	E(KWh)	PRIX DU KWH (DA)	frais exploitation (DA)
110	129.71	2793.23	20390571.1	4.179	85212196.64
125	90.48	1948.35	14222961.85	4.179	59437757.59

140	72.45	1560.19	11389419.9	4.179	47596385.76
160	61.11	1315.93	9606275.489	4.179	40144625.27
180	55.98	1205.42	8799550.274	4.179	36773320.6
200	53.46	1151.22	8403886.148	4.179	35119840.21
225	51.87	1116.88	8153236.976	4.179	34072377.32
250	51.07	1099.84	8028814.216	4.179	33552414.61
280	50.59	1089.50	7953341.889	4.179	33237015.75
315	50.32	1083.69	7910935.766	4.179	33059800.57
355	50.17	1080.40	7886947.684	4.179	32959554.37
400	50.10	1078.92	7876136.793	4.179	32914375.66
F.de kouane					
Dext(mm)	HMT(m)	P(KW)	E(KWh)	PRIX DU KWH (DA)	frais exploitation (DA)
110	438.86	9450.46	68988322.64	4.179	288302200.3
125	262.72	5657.44	41299323.92	4.179	172589874.7
140	181.80	3914.84	28578359.22	4.179	119428963.2
160	130.87	2818.23	20573072.03	4.179	85974868.02
180	107.83	2322.10	16951342.36	4.179	70839659.7
200	96.53	2078.77	15175039.25	4.179	63416489.01
225	89.38	1924.63	14049769.42	4.179	58713986.4
250	85.82	1848.11	13491183.18	4.179	56379654.51
280	83.67	1801.69	13152356.08	4.179	54963696.05
315	82.46	1775.61	12961977.11	4.179	54168102.35
355	81.77	1760.86	12854284.5	4.179	53718054.91
400	81.46	1754.21	12805749.85	4.179	53515228.62
FORAGE CENTRE VILLE					
Dext(mm)	HMT(m)	P(KW)	E(KWh)	PRIX DU KWH (DA)	frais exploitation (DA)
110	320.48	6901.24	50379043.39	4.179	210534022.3
125	197.19	4246.37	30998483.11	4.179	129542660.9
140	140.55	3026.66	22094606.67	4.179	92333361.28
160	104.91	2259.10	16491408.36	4.179	68917595.52
180	88.78	1911.84	13956425.02	4.179	58323900.16
200	80.87	1741.52	12713124.39	4.179	53128146.84
225	75.86	1633.63	11925506.18	4.179	49836690.32
250	73.38	1580.07	11534530.89	4.179	48202804.59
280	71.87	1547.59	11297373.2	4.179	47211722.59
315	71.02	1529.33	11164119.88	4.179	46654856.97
355	70.54	1519.01	11088741.81	4.179	46339852.01
400	70.32	1514.35	11054770.6	4.179	46197886.35

VI_5_6_Bilan :

Pour chaque diamètre, on calcule la somme des frais d'amortissement et des frais d'exploitation. Le diamètre le plus économique est celui dont le coût total est le plus faible. Lors du choix du diamètre économique, on sélectionne celui qui présente le coût le plus bas tout en respectant la vitesse admissible (entre 0,5 et 2 m/s). Les résultats du tableau VI_3 sont illustrés graphiquement.





Après avoir calculé le diamètre économique pour la section entre la station des puits et le réservoir, nous avons déterminé les caractéristiques géométriques de la conduite. Étant donné que la vitesse admissible dans une canalisation de refoulement est de 0,5 à 2 m/s et que la conduite est en PEHD PE100 PN25, nous avons choisi le diamètre DN200. Les résultats sont indiqués dans le tableau.

VI.5. Adduction gravitaire réservoirs 7500-3000 m³

(7) D'après le SALAH .B : Polycopie cours d'alimentation en eau potable ENSH 1993.

Quatre paramètres interviennent pour le calcul d'une cony gravitaire le débit Q le diamètre D .la vitesse V .et les pertes de charge . Généralement en pratique seul le diagnostic est à déterminer.

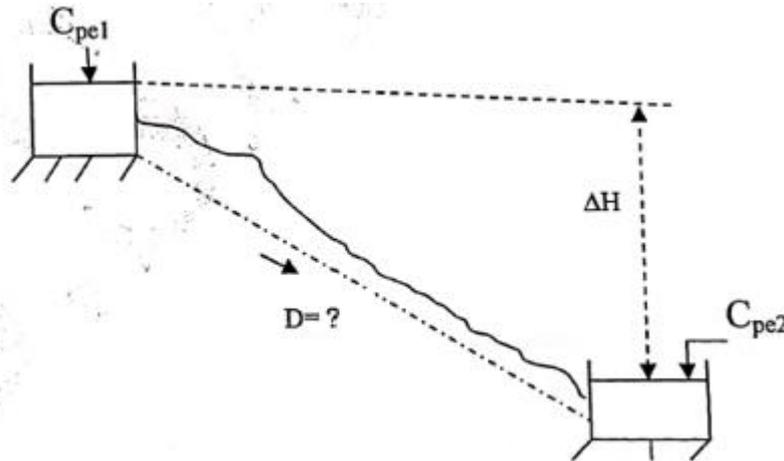


Figure VI 3Addition gravitaire relie deux réservoirs

La figure montre le cas d'une alimentation gravitaire d'un réservoir de cote capar un autre situe à une côte Cp plus élevée .

La dénivelée ΔH représente dans ce cas une charge disponible et non pas une perte de charge puisque le diamètre D est à déterminer.

$$\Delta H = C_{pe1} - C_{pe2} \tag{IV-20}$$

Pour déterminer D. On égalise par hypothèse la charge disponible à la perte de charge occasionnée dans la conduite de diamètre D

$$D = \sqrt[5]{\frac{0.083 \lambda L Q^2}{\Delta H}} \tag{IV-21}$$

- R: désigné la résistance totale de la conduite
- Let=Lg+Lev: représente la longueur totale équivalente
- Lg: longueur réelle (Géométrique) de la conduite
- Lev : longueur équivalent aux Pertes de charge singulière
- λ:coefficient de frottement linéaire.
- Σ : coefficient de frottement linaire

On peut écrire ; $Lev = \frac{D \Sigma \beta}{\lambda}$

$$C_{pe1} - C_{pe2} = \frac{16 \lambda L_{et} Q^2}{2g \cdot \pi^2 \cdot D^5} = R_t Q^2 = \Delta H_t = \Delta H_l + \Delta H_s$$

En pratique on considère que la perte de charge singulière AHS est estimée a 10% des pertes de charges linéaires dans le cas des adductions et 15% dans le cas des réseaux

On sait que l'écoulement varie en fonction du régime d'écoulement et de la nature du matériau de la conduite. Pour cette raison, certains coefficients, tels que le coefficient (B.m), sont introduits pour prendre en compte ces variations, en utilisant une formule approximative.

$$D = \sqrt[5]{\frac{K' \lambda L Q^2}{\Delta H}} \quad \text{IV-22}$$

K' : étant la résistance par mètre linéaire

L'utilisation du tableau (8a) facilite souvent la solution du problème.

Adductions en série gravitaires reliant deux réservoir :

Si les diamètres et les longueurs correspondents sont connus .on peut écrire pour un débit constant :

$$\Sigma \Delta H = \Delta H_1 + \Delta H_2 + \dots + \Delta H_n = (R_1 + R_2 + \dots + R_n) Q^2 \quad \text{IV-23}$$

n : étant le nombre de conduites en série

En appliquant la formule

approchée pour deux adductions en série . ayant même matériau .

on écrit :

$$\Sigma \Delta H = K' * Q^\beta * \left(\frac{L_1}{D_1} + \frac{L_2}{D_2} \right) \quad \text{IV-24}$$

$D_1 ; D_2$: représentent des diamètres connus

L_2 et L_1 longueurs équivalentes

Pour les adductions en série gravitaires sous pression reliant deux réservoirs, différents cas peuvent être envisagés :

Premier cas :

Lorsque les altitudes aux deux extrémités (côtes extrêmes) sont imposées, ainsi que le débit et la longueur de la conduite. Le diamètre de la canalisation reste à déterminer. Si le diamètre calculé est unique et satisfait théoriquement les conditions imposées, la ligne de charge sera une ligne droite reliant les niveaux d'eau des deux réservoirs. Cependant, dans la pratique, le diamètre calculé (D_n) ne coïncide souvent pas avec un diamètre standardisé (D_u). Par conséquent, le diamètre recherché se situera entre deux diamètres normalisés, D_{n1} et D_{n2} .

$$D_{n1} < D_n < D_{n2}$$

La question qui se pose sur quelles distances seront étalés les diamètres D_{n1} et D_{n2} imposées ? Dans ce cas. Pour satisfaire les conditions imposées on peut écrire :

$$\Delta H = CPE1 - CPE2 = K' * Q^\beta * \left(\frac{L-X}{D_1} + \frac{X}{D_2} \right) \quad \text{IV-25}$$

On détermine alors la valeur X montrant jusqu'à quelle longueur sera établie le diamètre D_{n1} . La longueur $L-X$ sera pour diamètre D_{n2}

$$\Delta H = CPE1 - CPE2$$

- $\Delta H = 271 - 231 = 40 \text{ m}$

- $D = \sqrt[5]{\frac{0.083 \lambda L Q^2}{\Delta H}} = 0.234 \text{ m}$ donc $D = 234 \text{ mm}$

- $D_1 < D < D_2$; $315 \text{ mm} < 234 \text{ mm} < 400 \text{ mm}$

- Donc on a calcul(x) montrant jusqu'à quelle longueur sera établi le diamètre DN1 .La longueur (l-x) sera pour le diamètre DN2.
- Apres le calcul $X= 191.99m$; $X=192 m$

Après avoir effectué des calculs, nous avons remarqué que le diamètre du tuyau à partir du réservoir 7 500 m jusqu'à une distance de 192 m est de 400 mm, pn16, tandis que la distance restante de 108 m est un tuyau de 315 mm, pn16.

VI.6 Protection des conduites contre le coup de bélier :

Le coup de bélier correspond à une onde de pression, positive ou négative, qui survient en raison d'une modification du régime hydraulique. Cette onde se propage à travers le milieu d'eau et la conduite qui la contient. Une caractéristique essentielle de cette onde est sa rapidité. L'onde se reflète lorsqu'elle rencontre des obstacles, notamment aux extrémités de la conduite. Le phénomène de coup de bélier est une oscillation provoquée par diverses situations, telles que :

- L'ouverture ou la fermeture des vannes dans les conduites à écoulement gravitaire.
- -Le démarrage ou l'arrêt des pompes dans les conduites sous pression.
- Un système d'approvisionnement en eau potable peut être rempli ou vidé.
- L'ajustement de la vitesse d'une pompe.
- Les changements dans un plan d'eau.
- La principale cause du coup de bélier est la coupure de l'alimentation électrique dans une station de pompage.

VI.6.2.Dangers liés aux coups de bélier :

Les conséquences du coup de bélier peuvent être néfastes et s'aggravent à mesure que les paramètres de modification, tels que les fluctuations de pression et de débit dans le temps, deviennent importants. Dans une conduite sous pression, ces incidents peuvent entraîner des dangers liés aux dépressions ou aux surpressions causées par des manœuvres brusques.

VI.6.3.Prévention des impacts du coup de bélier

Pour prévenir les effets néfastes du coup de bélier sur une conduite gravitaire, il est crucial de déterminer le temps nécessaire pour la fermeture de la vanne sur cette conduite. Les ondes de surpression et de dépression sont définies par une vitesse de propagation calculée à l'aide de la formule suivante.

Où:

$$C = \frac{\sqrt{\frac{k}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{KD}{Ee}}} \quad \text{IV-26}$$

✓C: Célérité de l'onde. (m²/s).

✓ ρ : Masse volumique de l'eau. (kg/m³),

✓D: Diamètre de la conduite (m).

✓E: Module de Young de la conduite.PEHD:1,2.10⁹ Pa.

✓e: Épaisseur de la conduite (m).

✓K: Coefficient d'élasticité de l'eau: K=2,16.10⁹ Pa.

.Donc : C=321.983 m/s.

Le temps d'aller-retour de l'onde de déformation et régi par la formule :

Ou :

$$Tr = \frac{2L}{c} \quad \text{IV-27}$$

- Tr : temps d'aller-retour de l'onde de déformation (s)
- L : longueur du conduit (m)

Donc :

$$Tr = 1.92 \text{ s}$$

Afin de protéger la conduite gravitaire contre le coup de bélier on prévoit une vanne à fermeture lente ayant un temps de fermeture supérieure à 1.92s.

Dans ce cas, la valeur du coup de bélier est estimée par la formule de Michaud :

$$B = \frac{2LV_0}{gT} \quad \text{IV-28}$$

- L : longueur du conduit (m)
- V_0 : Vitesse dans le conduit (m/s)
- g : L'accélération de la pesanteur (m^2/s)
- T : Temps de manœuvre (s)

Si l'on prend $T = 3 \text{ min}$, nous avons

$$B = 1.94 \text{ m}$$

Cette valeur ne présente aucun risque pour notre conduite. Il est donc conseillé de manœuvrer le robinet-vanne avec prudence.

VI-7 Etude de la protection d'une conduite de refoulement les forages de Oued Fodda :

VI-7-1-Cas d'une fermeture rapide :

Une manœuvre est considérée rapide lorsque le temps d'annulation du débit est inférieur ou égal à $2 \cdot L \cdot a$, ce qui correspond au temps nécessaire à la propagation d'une onde élastique. La valeur maximale du coup de bélier est donnée par :

$$\Delta h = \pm a \cdot \frac{U_0}{g} \quad \text{IV-29}$$

VI-7-2-Cas d'une fermeture lente :

Dans ce cas, on n'utilise plus la formule de Michaud. La valeur du coup de bélier est calculée comme suit :

$$\Delta h = 2 \cdot L \cdot U_0 / g \cdot T \quad \text{VI-30}$$

Où

T : est le temps total de fermeture de la vanne.

VI-7-3 Détermination de la célérité du coup de bélier :

La célérité de l'onde est déterminée par la formule suivante :

$$C = \frac{\sqrt{\frac{k}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{KD}{Ee}}} \quad \text{VI-31}$$

Dans le cas d'une conduite enterrée, on utilise :

$$C = \sqrt{\frac{Kf}{\rho + (1 + \frac{Kf \cdot D}{Ee}) \frac{1}{(1 - \nu m^2) + \frac{D(1 - 2\nu s)}{2e} \frac{1}{Es}}}}} \quad \text{VI-32}$$

VI-7.4 Les remèdes anti-bélier :

- *Les ventouses : Elles permettent l'entrée d'air en cas de dépression.
- *Les soupapes : Elles régulent la pression en permettant l'évacuation d'un certain débit.
- *Réservoir d'air anti-bélier : Il s'agit d'un réservoir fermé, avec de l'air sous pression dans la partie supérieure et un volume d'eau dans la partie inférieure. Lors de l'arrêt des pompes, le réservoir se décomprime et fournit de l'eau à la conduite, réduisant ainsi l'abaissement de pression causé par le coup de bélier. Lorsque le sens de l'écoulement s'inverse, l'air du réservoir se comprime, permettant de stocker un volume d'eau.

VI-7.5 Les organes d'étranglement :

Il est essentiel d'inclure un étranglement à la base du ballon pour amortir les oscillations et réduire le volume de la cloche. Cet étranglement peut être constitué de :

- Un diaphragme.
- Une tuyère.
- Un clapet à battant percé

VI-7-6: Etude de la protection d'une conduite de refoulement : réservoir d'air anti-bélier : (7)

En général, le volume du réservoir d'air anti-bélier est déterminé en supposant que la conduite est non enterrée, ce qui ne correspond pas à la réalité, puisque les conduites sont généralement enterrées. Cette hypothèse peut conduire à un dimensionnement erroné du réservoir d'air. Pour déterminer le volume d'air anti-bélier, nous avons utilisé la méthode de Vibert. La méthode de Vibert est une approche graphique simplifiée pour évaluer le volume d'air, mais elle ne prend pas en compte les pertes de charge, la compressibilité de l'eau ni l'élasticité de la conduite. En fonctionnement normal, les caractéristiques de l'air dans le réservoir sont définies par (Z0) et (U0). Avec :

Z0 : pression absolue en mce.

U0 : volume d'air dans la cloche en régime permanent.

$$U0 = \frac{V0}{2gZ0} \cdot \frac{L \cdot S}{f\left(\frac{Z}{Z0}\right)} \quad \text{VI-33}$$

S : section de la conduite en m²

L : longueur de la conduite en m

$$f\left(\frac{Z}{Z0}\right) = \frac{Z}{Z_{min}} - 1 - \log \frac{Z0}{Z_{min}}$$

À la fin de la dépression, l'air occupe son volume maximal, ce qui entraîne une pression faible (Zmin). À la fin de la surpression, l'air occupe son volume minimal, ce qui entraîne une pression élevée (Zmax).

VIII-7-7 : Caractéristiques de la conduite de refoulement :

Consultez le **tableau VIII-1** pour les détails sur les caractéristiques de la conduite de refoulement.

Tableaux VI 5 pour les détails sur les caractéristiques de la conduite de refoulement.

FORAGE CENTRE VILLE:1

type de la conduite	Diamètre (mm)	Epaisseur (mm)	Longueur (m)	hauteur Hg (m)	debit refoulé (m ³ /s)	Section de conduit (m ²)	Vitesse de ecoulement (m ² /s)
PEHD	400	57.7	1304.06	70	0.018	0.0318	1.09

f.Zamoul:2

type de la conduite	Diamètre (mm)	Epaisseur (mm)	Longueur (m)	hauteur Hg (m)	debit refoulé (m ³ /s)	Section de conduit (m ²)	Vitesse de ecoulement (m ² /s)
PEHD	400	57.7	415	50	0.018	0.0318	1.09

F.de kouane : 3

type de la conduite	Diamètre (mm)	Epaisseur (mm)	Longueur (m)	hauteur Hg (m)	debit refoulé (m ³ /s)	Section de conduit (m ²)	Vitesse de ecoulement (m ² /s)
PEHD	400	57.7	1863.11	81	0.018	0.0318	1.09

VI-7-8-Calcul de la vitesse de propagation de l'onde :

VI-7-8-1 Cas d'une conduite enterrée :

$$C = \sqrt{\frac{Kf}{\rho + (1 + \frac{Kf.D}{Ee} \frac{1}{(1-\nu m^2) + \frac{D(1-2\nu s)}{2e} \frac{1}{E_s}})}$$

- Kf : est le module de compressibilité du fluide (Pa),
- ρ : est la densité du fluide (kg/m³),
- D : est le diamètre extérieur de la conduite (m),
- e : est l'épaisseur de la conduite (m),
- E : est le module de Young du matériau de la conduite (Pa),
- νm : est le coefficient de Poisson du matériau de la conduite,
- νs : est le coefficient de Poisson du sol environnant la conduite,
- Es : est le module de déformation du sol environnant la conduite (Pa).

Donc : $C = 237.4m^2/s$

VI-7-8-Calcul de volume d'air :

La valeur maximale de coup de bélier

$$\Delta h_1 = 70.82 \text{ m}$$

$$\Delta h_2 = 70.82 \text{ m}$$

$$\Delta h_3 = 70.82 \text{ m}$$

La charge statique absolue :

$$Z_0 = H_g + 10 = 70 + 10 = 80 \text{ m}$$

$$Z_0 = H_g + 10 = 50 + 10 = 60 \text{ m}$$

$$Z_0 = H_g + 10 = 81 + 10 = 91 \text{ m}$$

La charge tenant compte de coup de bélier :

1. $Z_{\max} = H_g + \Delta h = 70 + 70.82 \text{ m} = 140.82 \text{ m}$
2. $Z_{\max} = H_g + \Delta h = 50 + 70.82 \text{ m} = 120.82 \text{ m}$
3. $Z_{\max} = H_g + \Delta h = 81 + 70.82 \text{ m} = 151.82 \text{ m}$

La charge maximale absolue :

1. $Z_{\max} = H_g + \Delta h + 10 = 70 + 70.82 + 10 = 150.82 \text{ m}$
 2. $Z_{\max} = H_g + \Delta h + 10 = 50 + 70.82 + 10 = 130.82 \text{ m}$
 3. $Z_{\max} = H_g + \Delta h + 10 = 81 + 70.82 + 10 = 161.82 \text{ m}$
1. $H_0 = \frac{v_0}{2g} = 0.06 \text{ m}$

Utilisation de l'abaque de VIBERT : D'abord, on calcul :

1. $\frac{Z_{\max}}{Z_0} = 1.76$ et $\frac{H_0}{Z_0} = \frac{0.06}{80} = 0.00075$
2. $\frac{Z_{\max}}{Z_0} = 2$ et $\frac{H_0}{Z_0} = \frac{0.06}{60} = 0.001$
3. $\frac{Z_{\max}}{Z_0} = 1.67$ et $\frac{H_0}{Z_0} = \frac{0.06}{91} = 0.00065$

Après utilisation de l'abaque

1. $\frac{U_0}{LS} = 5.10^{-4}$
2. $\frac{U_0}{LS} = 6.10^{-3}$
3. $\frac{U_0}{LS} = 5.10^{-4}$

1. $\frac{Z_{min}}{Z_{max}} = 0.62$
2. $\frac{Z_{min}}{Z_{max}} = 0.57$
3. $\frac{Z_{min}}{Z_{max}} = 0.66$

Alors :

1. $U_0 = 2.5 \text{ m}^3 = 2500 \text{ l}$

$$Z_{min} = 78.3 \text{ m}$$

2. $U_0 = 0.79 \text{ m}^3 = 790 \text{ l}$

$$Z_{min} = 68.87 \text{ m}$$

3. $U_0 = 2.93 \text{ m}^3 = 2930 \text{ l}$

$$Z_{min} = 100.2 \text{ m}$$

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

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

1. $U_{max} = 2.55 \text{ m}$
2. $U_{max} = 0.7 \text{ m}$
3. $U_{max} = 2.66 \text{ m}$

Conclusion

Il est crucial de considérer les dimensions de l'adduction en eau potable pour garantir une distribution d'eau efficace, durable et adaptée aux besoins de la population. Le dimensionnement de la conduite d'adduction a été réalisé dans ce chapitre en se basant sur une étude visant à déterminer un diamètre optimal qui assure une vitesse conforme aux normes établies.

De plus, pour prévenir les coups de bélier dans la conduite d'adduction gravitaire, une vanne à fermeture lente a été envisagée, avec un temps de fermeture de 3 minutes.

Chapitre VII: Estimation du cout du projet

Introduction

Dans ce chapitre, nous allons évaluer les coûts du projet de rénovation du réseau d'eau potable d'Oued Fodda. Pour obtenir une estimation du coût de réalisation de notre projet, il est nécessaire de procéder au calcul d'un devis quantitatif et estimé. L'objectif de ce calcul est de calculer les quantités de toutes les opérations réalisées sur le terrain pour la réalisation du projet, puis de les multiplier par le prix unitaire associé.

VII.1 Composition du réseau :

Le réseau projeté se compose de conduites en PEHD de différents diamètres, le tableau suivant représente la répartition de ces derniers :

Diamètre (mm)	Longueur(m)	Pourcentage (%)
40	1990.52	5.61
63	1317.12	3.71
75	848.49	2.39
90	13044.26	36.74
110	3269.09	9.21
125	5712.02	16.09
160	3878.72	10.92
200	3217.93	9.06
250	309.86	0.87
315	511.13	1.44
400	1406.72	3.96
	35505.86	100

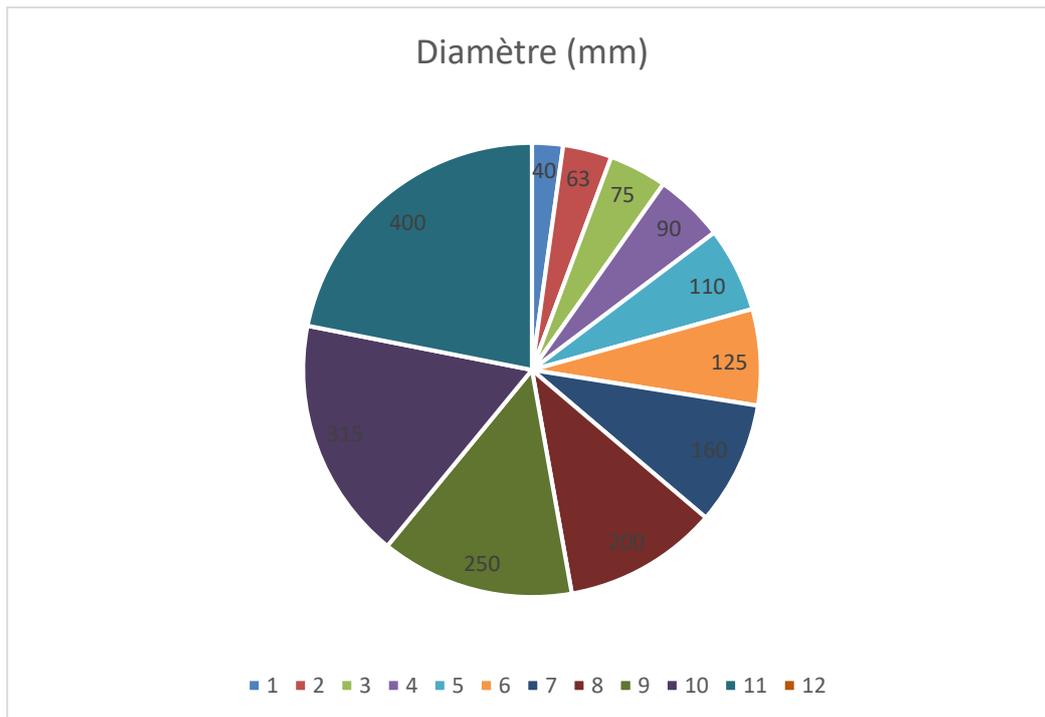


Figure VII 1:les diamètres de projet de réseau

VII.2 Calcul des volumes : (9)

VII.2.1 Calcul des volumes des tranchées :

Les tranchées sont des excavations longues et étroites pratiquées dans le sol pour enfouir les réseaux d'eau potable. Nous allons maintenant calculer les dimensions des tranchées pour le réseau projeté d'Oued Fodda en suivant les critères de dimensionnement établis dans le chapitre précédent.

La profondeur de la tranchée est calculée comme suit :

$$H = D + h + h_1 \quad \text{VII-1}$$

Où :

- D est le diamètre de la conduite (m).
- H est la hauteur depuis la génératrice supérieure de la conduite (m).
- h₁ est la hauteur du lit de sable (m).

Les sections des tranchées ont une forme rectangulaire, et leur aire est donnée par la formule :

$$S = H \times b \quad \text{VII-2}$$

Où:

- H est la profondeur totale de la tranchée (m).
- b est la largeur du fond de la tranchée (m).

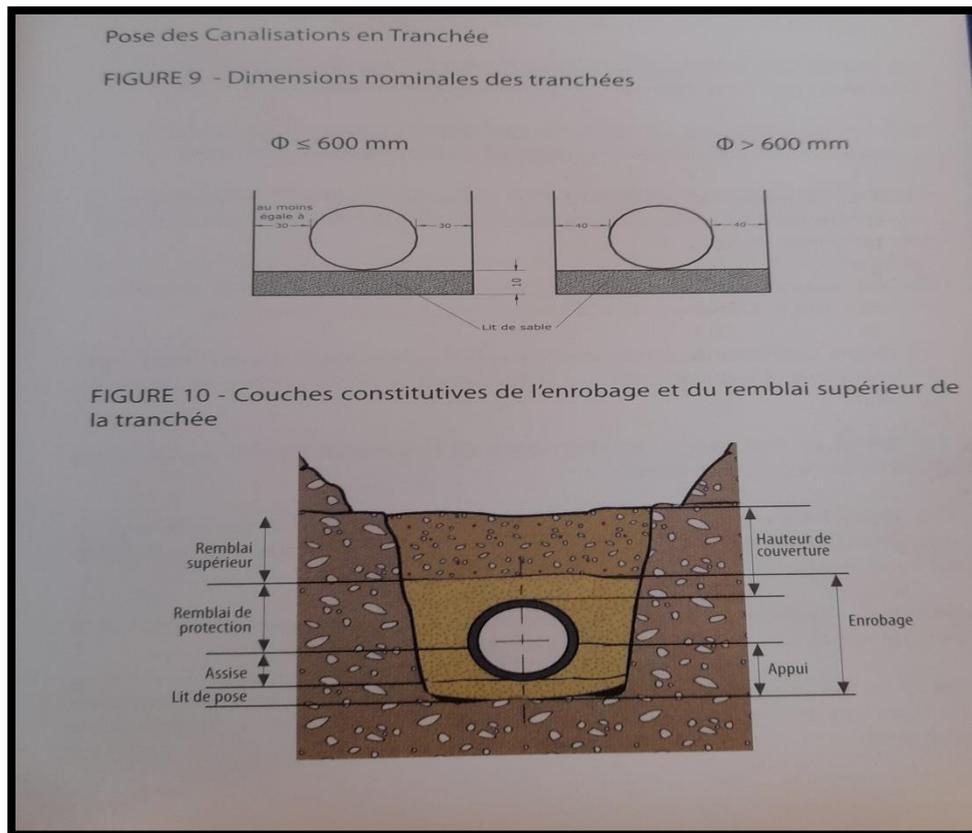


Figure VII 2:Dimensions nominales des tranchées

Diamètre (mm)	Longueur(m)	Profondeur de la	Largueur	V. déblai
		Déblai (m)	(m)	(m 3)
40	1990.52	0.94	0.64	1197.49683 2
63	1317.12	0.96	0.66	834.527232
75	848.49	0.974	0.675	557.839750 5
90	13044.26	0.99	0.69	8910.53400 6
110	3269.09	1.01	0.71	2344.26443 9
125	5712.02	1.03	0.73	4294.86783 8
160	3878.72	1.06	0.76	3124.69683 2
200	3217.93	1.1	0.8	2831.7784
250	309.86	1.15	0.85	302.88815
315	511.13	1.22	0.92	573.692312
400	1406.72	1.3	1	1828.736
				26801.3217 9

VII.3 Calcul des volumes des lits de pose :

On projette un lit de pose d'une épaisseur de 10 cm au-dessus et ou dessous de la conduit dont les volumes sont calculés dans le tableau suivant :

$$V. \text{ sable (m}^3\text{)} = L(\text{m}) * l(\text{m}) * h (\text{sable}) (\text{m}) \quad \text{VII-3}$$

$$V_c(\text{m}^3) = \frac{3.14 * D^2}{4} \quad \text{VII-4}$$

$$V_r(\text{m}^3) = V_d - (V. \text{ sable}(\text{m}^3) + V_c(\text{m}^3)) \quad \text{VII-4}$$

$$V.t(\text{m}^3) = V. d(\text{m}^3) - V. r(\text{m}^3) \quad \text{VII-5}$$

$V_c(\text{m}^3)$: Volume de Conduite

$V_r(\text{m}^3)$: Volume de remblai.

$V_d(\text{m}^3)$: Volume de déblai .

Tableaux VII 1: volume des lits de pose sable et remblai.

Diamètre (mm)	Longueur(m)	Largueur(m)	h (sable) (m)	V. Conduite (m ³)	V. sable (m ³)	V. remblai (m ³)	V. Transport (m ³)
40	1990.52	0.64	0.24	2.50	303.244	891.75	305.74
63	1317.12	0.66	0.263	4.10	224.522	605.90	228.63
75	848.49	0.675	0.275	3.75	153.754	400.34	157.50
90	13044.3	0.69	0.29	82.94	2527.21	6300.38	2610.16
110	3269.09	0.71	0.31	31.05	688.475	1624.74	719.53
125	5712.02	0.73	0.325	70.06	1285.12	2939.69	1355.18
160	3878.72	0.76	0.36	77.95	983.271	2063.48	1061.22
200	3217.93	0.8	0.4	101.04	928.695	1802.04	1029.74
250	309.86	0.85	0.45	15.20	103.319	184.37	118.52
315	511.13	0.92	0.515	39.81	202.361	331.52	242.17
400	1406.72	1	0.6	176.68	667.348	984.70	844.03

VII.4. calcul du réservoir :

Nous avons projeté un réservoir cylindrique sur-sol dont les caractéristiques sont rappelées.

Dans le tableau suivant :

Tableaux VII 2: Données proposées piur le réservoir projeté.

Type	Volume en (m ³)	Dint(m)	S(m ²)	Hauteur (m)	h _{inc} (m)	Flèche de coupole R(m)	Epissure De paroi b(m)	Epissure De radier a(m)
projeté	3000	25	514.7	6	0.24	2.5	0.3	0.3

VII.4.1. Le diamètre extérieur

Le diamètre extérieur est donné par la formule suivante :

$$D_{ext}=D_{int}+2b=25.6m$$

Avec :

D_{int}: diamètre interne.

B: épaisseur de la paroi.

Tell que :

$$D_{ext}= 20+(2*0.3)= 25,6m$$

VII.4.2. Le volume de décapage (e=0.1m).

*Décapage: surface de réservoir

Tell que:

$$V_{\text{decapage}}= S_{\text{decapage}} *(e=0.1m).$$

S_{decapage} :la surface de réservoir

e : l'épaisseur de décapage

VII.4.3 Le volume de déblai

Le volume de déblai est donné par la formule suivante :

$$V_{\text{déblai}}= S_{\text{réservoir}}*h \tag{VII-6}$$

Avec:

* S: surface de réservoir.

H: hauteur de terrassement.

VII.4.4. Le volume de béton de propreté (sous radier)

Le volume de béton de propreté est donné par la formule suivante

$$V_{bp}= S_{\text{réservoir}}*e_{bp} \tag{VII-7}$$

Avec:

* S: surface de réservoir.

* e_{bp}: L'épaisseur de béton de propreté. (e_{bp}=0.1 m)

VII.4.5. Volume de béton armé pour le radier

Volume de béton armé pour le radier est donné par la formule suivante:

$$V_{br}= S_{\text{réservoir}}*a \tag{VII-8}$$

Avec:

*S: surface de réservoir.

* a: L'épaisseur de radier.

VII.4.6 Le volume de béton armé des parois

Le volume de béton armé des parois est donné par la formule suivante :

$$V_{bap}= V_{ext}-V_{int} \tag{VII-9}$$

*V_{ext}: Le volume extérieur:

$$V_{ext} = \left(\frac{\pi * D_{ext}^2}{4}\right) * H \quad \text{VII-10}$$

*Vint: Le volume intérieur: $V_{int} = \left[\frac{\pi * D_{int}^2}{4}\right] * H$

*H : La hauteur des parois (H=6 m).

VII.4.7 Le volume de béton armé de coupole

Le volume de béton armé de coupole est donné par la formule suivante :

$$V_{\text{coupole}} = S_{\text{coupole}} * E_{\text{coupole}} \quad (4.7)$$

* E coupole : L'épaisseur de ma coupole (E= 0.3 m).

*S coupole : La surface de coupole.

$$S_{\text{coupole}} = 2 \pi * R_{\text{moy}}$$

Avec:

$$R_{\text{moy}} = \frac{(R_{\text{int}}^2 + f^2)}{2f} \quad \text{VII-11}$$

*Rint:Rayon intérieur.

*f : La flèche de coupoles.

Ce tableau résume tous les calculs du

Tableaux VII 3:les volume de compensent de réservoir

Le volume de décapage	Le volume de déblai	Le volume de béton de propreté (sous radier)	Volume de béton armé pour le radier	Le volume de béton armé des parois	Le volume de béton armé de coupole
51.47	401.48	51.47	154.42	143.07	153.15

VII.5 Calcul du montant du projet :

Le tableau suivant donne les différents calculs du cout de revient de notre projet :

Tableaux VII 4: cout du projet

No	Travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant(DA)
1	Terrassement en tranchée dans un terrain de toute nature, quelle que soit la dureté du terrain	M ³	25889.53	1200	31067431.56
	(terrain meuble, compact et rocheux)				
2	Fourniture et pose lit de sable	M ³	7726.36	600	4635816
3	Remblai en terre prévenante de déblai sélectionné y	M ³	17637.3	300	5291199

	compris nivellement des terres				
4	Le volume Déblai de transport en terre prévenante de déblai	M ³	8252.21	150	1237831.5
5	Fourniture et mise en place de grillage avertisseur de couleur bleue	ML	34929.4	7.82	273148.0644
Les conduits de PEHD PN10	Ø40	ML	1990.52	198.46	395038.5992
	Ø63	ML	1317.12	477.85	629385.792
	Ø75	ML	848.49	645.5	547700.295
	Ø90	ML	13044.3	984.52	12842334.86
	Ø110	ML	3269.09	1471.24	4809615.972
	Ø125	ML	5712.02	1812.71	10354235.77
	Ø160	ML	3878.72	2967.98	11511963.39
	Ø200	ML	3217.93	4637.68	14923729.6
	Ø250	ML	309.86	7208.75	2233703.275
	Ø315	ML	511.13	11467.25	5861255.493
Ø400	ML	1406.72	18446.5	25949060.48	
LES TES	110/63	/	2	2000	4000
	160/63	/	5	4500	22500
	200/110	/	6	5500	33000
	250/63	/	3	6000	18000
	315/63	/	1	7000	7000
	315/160	/	1	9500	9500
	400/250	/	1	14500	14500
Les connes	160/63	/	6	2000	12000
	160/75	/	5	2400	12000
	200/160	/	3	2650	7950
	315/250	/	2	2800	5600
	400/250	/	1	3500	3500
Les vannes	40	/	10	10000	100000
	63	/	10	15000	150000
	75	/	5	18000	90000
	90	/	2	20000	40000
	110	/	3	25000	75000
	125	/	3	30000	90000
	160	/	6	35000	210000
	200	/	5	40000	200000
	250	/	2	41000	82000
	315	/	3	43000	129000
400	/	3	45000	135000	

Les vannes de rédaction de pression	200	/	1	5000	5000
Ouvrage de stockage	décapage	M ³	50	500	25000
	déblais	M ³	401.48	450	180666
	béton de propreté	M ³	50	13000	650000
	béton armé	M ³	446.22	55000	24542100
Montant sans taxe (DA)					159416765.7
T.V.A 19% (DA)					30289185.47
Montant T.C.C (DA)					189705951.1

Montant T.C.C (DA) En lettre :

Cent quatre-vingt-neuf millions sept cent cinq mille neuf cent cinquante DA

VII.6 Planification des travaux

Pour réaliser efficacement un système d'alimentation en eau potable (AEP), il est essentiel de suivre des règles d'organisation de chantier régies par des lois, afin de permettre une planification rationnelle des travaux. Cette étude théorique vise à optimiser l'utilisation de la main-d'œuvre et des autres ressources.

L'objectif est d'assurer une continuité fluide des opérations du réseau dans un délai court et de manière économique. Cela implique :

- Mise en place des postes de travail.
- Observation immédiate des opérations.
- Analyse des tâches.
- Gestion du temps.
- Définition des objectifs et des responsabilités.
- Simplification des méthodes.
- Maintien des postes de travail.

VII.6.1 Techniques de la planification

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir : Méthodes graphiques ; Méthodes réseau graphique

VII.6.2 Détermination des délais des travaux

Chaque opération est affectée d'un délai de réalisation dans le tableau ci-après :

Tableaux VII 5: Enumération des opérations

Nom des opérations	op	TR (jours)
Implantation de tracé.	I	5
Décapage de la couche végétal ou goudron	D	10
Exécution des tranchées	X	30
Pose du lit de sable	S	15
Pose de conduite	C	12

Assemblage des tuyaux	T	10
Essais d'étanchéités	E	5
Remblayage des tranchées	R	12
Nivellement et compactage	N	10

Notre projet doit être éclaté au moins 4 tronçons, donc nous aurons :

Tableaux VII 6: détermination des délais

Opération	Tr (jours)	DP		DPP		MT
		DCP	DFP	DCPP	DFPP	
I	5	0	5	0	5	0
D ₁	10	5	15	5	15	0
X ₁	30	15	45	15	45	0
S ₁	15	45	60	90	105	45
C ₁	12	60	72	114	126	54
T ₁	10	72	82	126	136	54
E ₁	5	82	87	136	141	54
R ₁	12	87	99	141	153	54
N ₁	10	99	109	159	169	50
D ₂	10	15	25	35	45	20
X ₂	30	45	75	45	75	0
S ₂	15	75	90	105	120	30
C ₂	12	90	102	120	138	36
T ₂	10	102	112	138	148	36
E ₂	5	112	117	148	153	36
R ₂	12	117	129	153	165	36
N ₂	10	129	139	165	179	40
D ₃	10	25	35	179	75	40
X ₃	30	75	105	75	105	0
S ₃	15	105	120	105	135	15
C ₃	12	120	132	135	150	18
T ₃	10	132	142	150	160	18
E ₃	5	142	147	160	165	18

R ₃	12	147	159	165	177	18
N ₃	10	159	169	179	189	20
D ₄	10	35	45	95	105	60
X ₄	30	105	135	105	135	0
S ₄	15	135	150	135	150	0
C ₄	12	150	162	150	162	0
T ₄	10	162	172	162	172	0
E ₄	5	172	177	172	177	0
R ₄	12	177	189	177	189	0
N ₄	10	189	199	189	199	0

Le chemin critique :

I_D4_X1_X2_X3_X4_S4_C4_T4_E4_R4_N4.

Σ TR=199 jours.

Conclusion

L'estimation réalisée nous a permis d'obtenir une estimation du coût pour le projet de conception d'un nouveau réseau de distribution d'eau potable à Oued Fodda, qui est évalué à [montant en DA]. En plus de cette estimation, nous avons également planifié la durée nécessaire à la réalisation du projet, en fournissant une estimation à la fois des coûts et du temps requis.

Chapitre VII : ACCESSOIRE

Introduction

Une canalisation est équipée de différents organes accessoires : robinets-vannes à opercule, robinets-vanne à papillons, ventouses (simple ou double orifice) , clapets d'air , organes de mesure (débitmètre , manomètre) pièces de raccordement.

Pour :

- Assurer un écoulement efficace.
- Réguler les pressions et mesurer les débits.
- Protéger la canalisation.
- Vider une conduite.
- Introduire ou évacuer l'air dans une conduite.
- Extraire des débits.

VIII.2 Les robinets

VIII.2.1 Les robinets vannes

Chaque nœud de notre réseau est équipé de ces dispositifs qui permettent de séparer les différents segments du réseau lors d'une réparation sur l'un d'entre eux .Il faut que le nombre de vannes soit égale au nombre de branches inférieur à 1 .Ils offrent également la possibilité de régler les débits, leurs manœuvre se fait à partir du sol grâce à une appelée (béquille) .Cette dernière est placée dans une bouche à clé située sur le trottoir (facilement accès).



Figure VIII 1: Robinet vanne (11)

VIII.2.2 Les vanne papillons (12)

Ces vannes à survitesse sont principalement employées dans les réservoirs d'eau (à la sortie de la conduite). Au sein de notre projet, nous installons ce type de vannes en amont des conduites, Il déconseillé d'utiliser des vannes déséquilibrées qui se referment sous la pression de l'eau à l'aval d'une conduite. Elles entraînent une perte de charge minimale et offrent une grande capacité de rangement .La manœuvre de l'obturateur est restreinte à 60° pour la régulation, car au –delà du gain, le débit est maximum vers 80°, ce qui nuit à la stabilité du fonctionnement .



Figure VIII 2: Les vannes papillons (12)

VIII.2.3 Les vanne d'isolement (12)

Ces vannes sont utilisées sur les conduites pour isoler un réservoir.

VIII.2.4 Les vanne à clapet de non-retour

Les vannes orientent l'écoulement dans une direction unique .Elles sont placées au niveau de la jonction de deux paliers de pression ou sur la conduite de refoulement des pompes et sur les conduites où sont placés les compteurs d'eau.

Nous utilisant des clapets de non-retour dans les conduites dans notre projet afin d'empêcher l'eau d'entrer dans les réservoirs à partir du réseau.

VIII.2.5 Les vannes de réduction de pression

Ces vannes permettent de réguler la pression à une valeur souhaitée ou de la réduire à une valeur prédéterminée. Dans notre projet, aucune pression ne dépasse 6 bars.

V.III.3 Régulateur de pression amont

Cet appareil est principalement conçu pour maintenir une pression adéquate dans les conduites gravitaires. Dans notre projet, aucune pression ne descend en dessous de 2 bars, donc son utilisation n'est pas nécessaire.

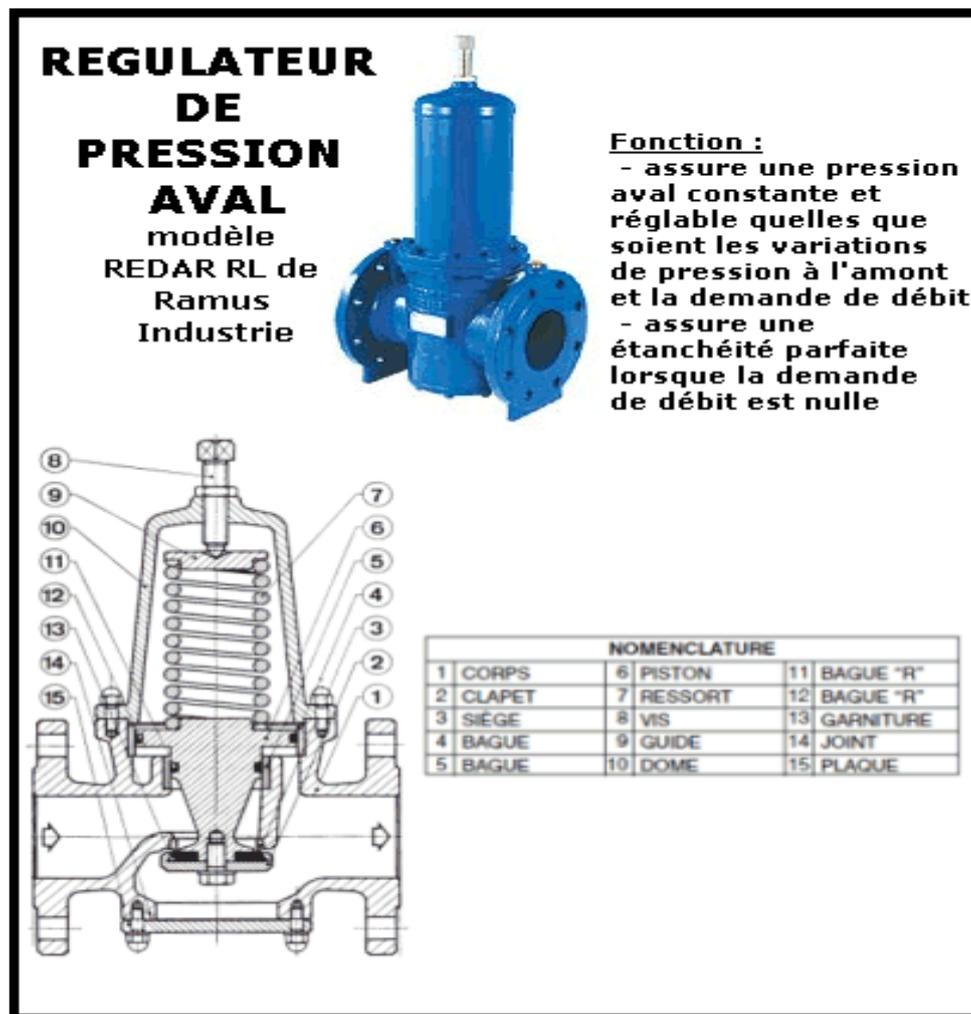


Figure VIII 3: Régulateur de pression amont

VIII.4 Les ventouses

Les ventouses sont des dispositifs installés aux points les plus élevés du réseau pour prévenir la formation de vide dans les installations hydrauliques. On trouve deux types de ventouses sur le marché :

- Ventouse simple : Assure le dégazage des conduites à haute pression.
- Ventouse à deux orifices : Combine les fonctions de dégazage et d'évacuation dans un seul appareil.

Chaque ventouse est dotée d'une structure en contact avec la conduite, où un flotteur obture un orifice calibré. Le flotteur peut être cylindrique ou sphérique et peut être entouré d'une enveloppe en caoutchouc. Ces dispositifs sont placés au sommet des conduites, où l'air se regroupe, que ce soit lors du remplissage ou pendant le fonctionnement. Ils sont également utilisés pour introduire de l'air lors des vidanges. Le choix du type de ventouse dépend du mode de remplissage, qui est généralement effectué à un débit réduit, environ 1/10 du débit nominal. Cela implique une faible vitesse de l'eau et, par conséquent, une faible suppression au niveau de la ventouse.

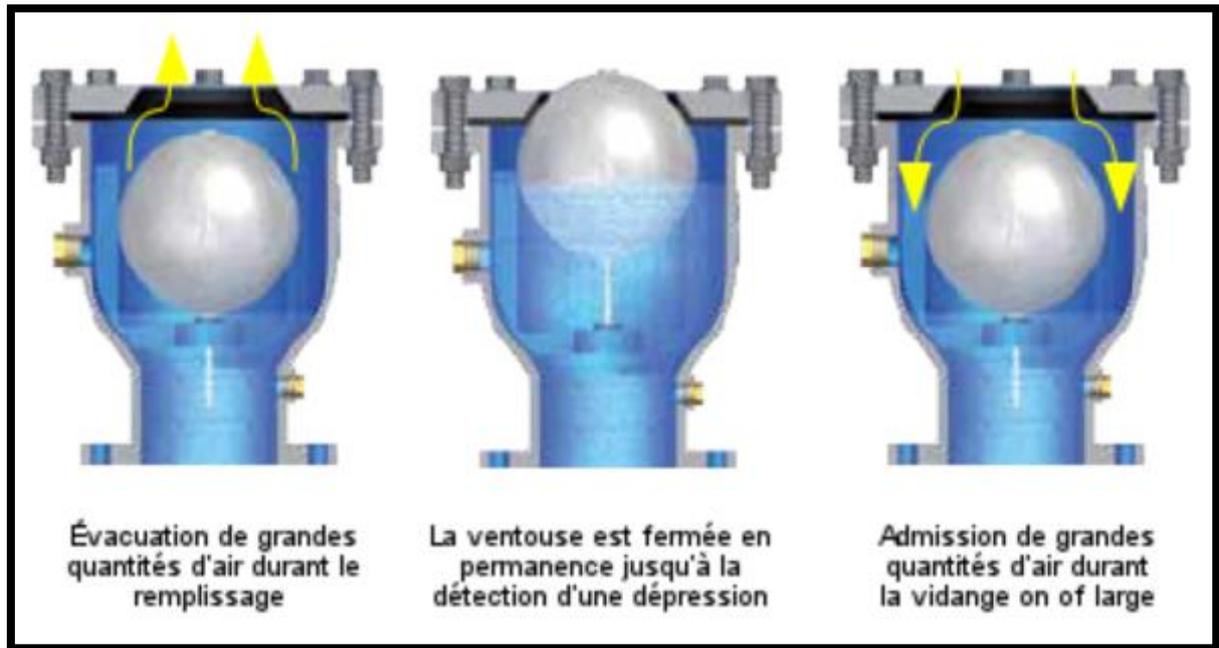


Figure VIII 4: Ventouse à deux flotteurs. (12)

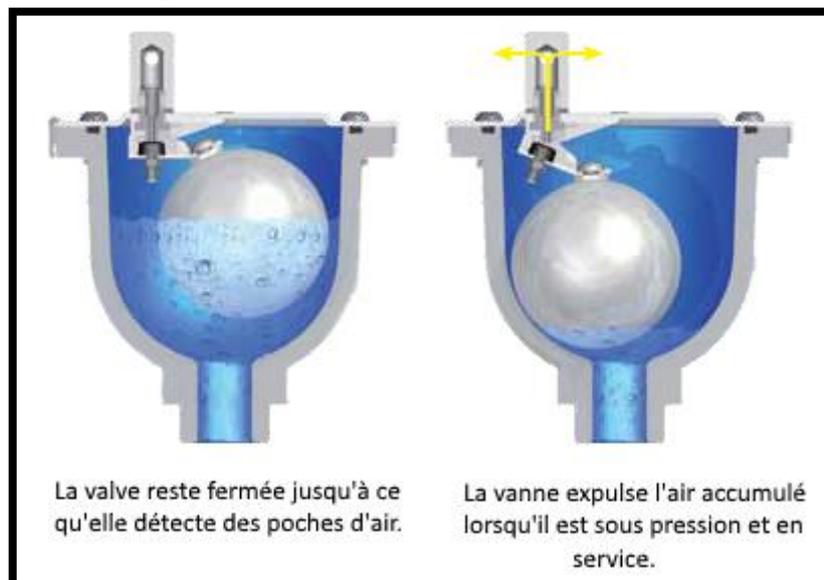


Figure VIII 5: Ventouse à un seul flotteur.

Dans notre projet on utilise les ventouses a un seul flotteur dans les conduites (sortie des réservoirs).

VIII.5 Organes de mesure (13)

Dans notre projet, ces dispositifs sont installés à la sortie et à l'entrée des réservoirs, ainsi qu'à l'entrée du réseau, pour mesurer les pressions et les débits.

VIII.5.1 Mesure de débit

Les appareils le plus utilisés au niveau des installations sont :

- Le diaphragme.
- Le venturi.

➤ La tuyère.

- Nous créons une réduction de la section d'écoulement. Cette contraction entraîne une augmentation de la vitesse d'écoulement à cet endroit, ce qui se traduit par une diminution de la pression. La mesure est effectuée à l'aide d'un capteur de pression différentielle.

- Ces appareils sont utilisés à l'entrée et à la sortie des réservoirs, ainsi qu'à l'entrée du réseau.

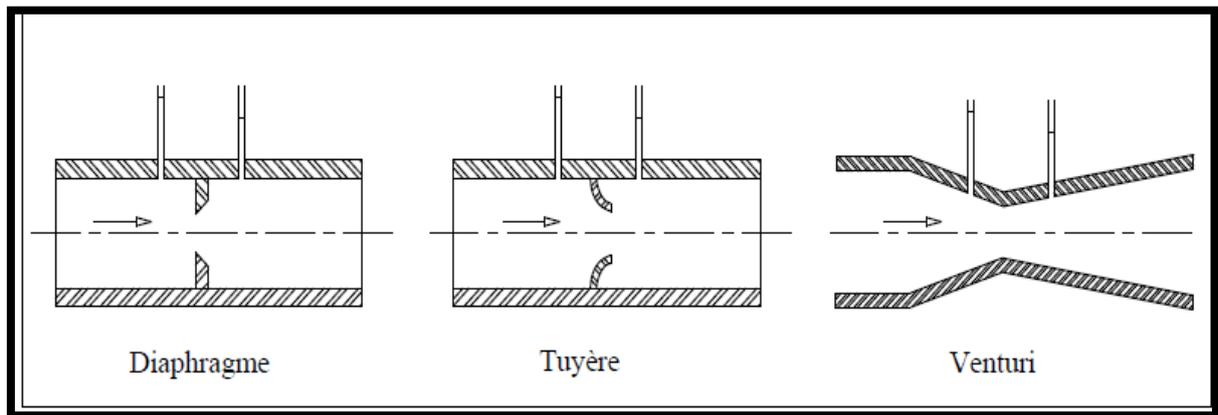


Figure VIII 6: Débitmètre déprimogène

VIII.5.2 Mesure de pression (14)

Les appareils les plus utilisés sont :

➤ **Manomètres à aiguilles**

Les manomètres à aiguille transmettent le mouvement à l'aiguille soit par un secteur denté, soit par un levier, soit par une membrane. La transmission présente un avantage en termes de facilité d'étalonnage, tandis que son inconvénient réside dans la rapidité d'usure de la denture, en particulier lorsque le manomètre est soumis à des vibrations.

➤ **Manomètres à soufflet**

Ce sont des manomètres dont l'élément actif est un soufflet élastique. Dans la direction axiale, le soufflet se déforme sous l'effet de la pression. Les manomètres soufflet ont l'avantage de supprimer le risque de gel, mais leur désavantage réside dans leur sensibilité aux vibrations et au sur chauffage.



Figure VIII 7: manomètre d'après document BAMO

Dans notre projet, nous utilisons un manomètre à aiguilles pour mesurer la pression à la sortie des réservoirs et à l'entrée du réseau.

VIII.6 Pièces spéciales de raccordement (7)

VIII.6.1 Les tés

Ils sont utilisés dans un réseau pour extraire ou ajouter un débit.

VIII.6.2 Les coude

Ils sont utilisés pour effectuer des changements de direction.

VIII.6.3 Les croix de jonction

Ils sont utilisés aux intersections des conduites perpendiculaires dans notre projet. Plus précisément, ils sont installés aux nœuds suivants : J-6, J-18, J-52, J-14, J-26, J-36, J-95, et J-91.

VIII.7 Les poteaux d'incendie

Lorsque les débits d'incendie sont plus élevés, les poteaux d'incendie sont plus nombreux et plus rapprochés. Au moins deux prises latérales de 65 mm de diamètre doivent être présentes sur les poteaux d'incendie, avec une prise frontale de 100 mm si le débit d'incendie dépasse 500l/Min ou si la pression de l'eau est faible. Il est nécessaire de connecter les poteaux d'incendie aux conduites du réseau en utilisant des conduites de raccordement d'au moins 100mm de diamètre et d'un débit de 17L/S, équipées d'une vanne d'isolement. Il est important que la distance entre les poteaux d'incendie situés le long des rues ne dépasse pas 200mètres. Dans le cas où les risques d'incendie sont élevés, la distance sera de 100 m. Pour les

protéger contre le gel, on doit garder les poteaux d'incendie vides de toute eau . Pour se faire on place à leurs pieds des pierres dans lesquelles on les draine après les avoir utilisés. On choisit le coté de la rue où on installe les poteaux d'incendie de façon à minimiser la longueur de leur branchements à la conduite de distribution.

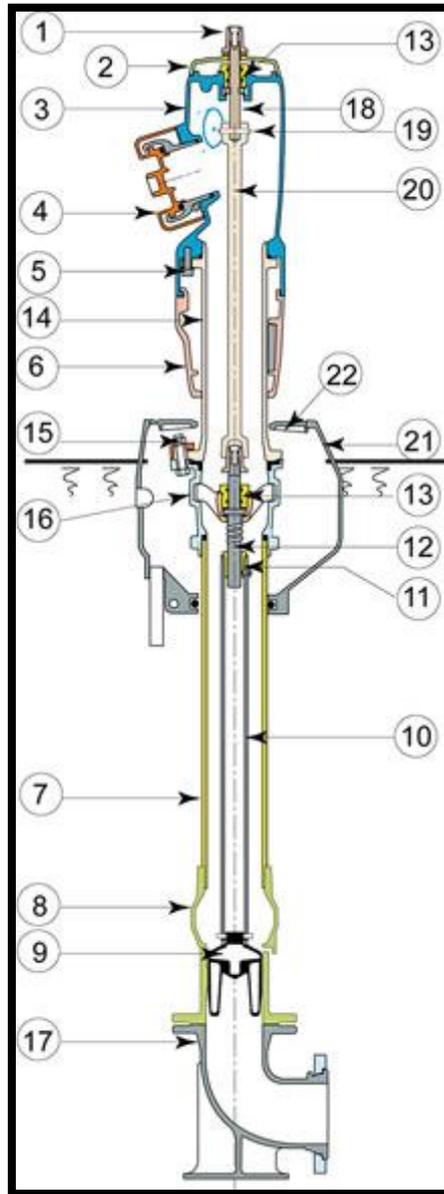


Figure VIII 8:Bouche d'incendie (12)

Item	Désignation	Matériau	Revêtement
1	Carré de manœuvre	Fonte ductile EN GJS 400-15 ou 500-7 EN1563	Zingué
2	Couvercle de marquage	Polyamide P A 6	Peinture polyuréthane grise
3	Corps de prises	Fonte ductile EN GJS 400-15 ou 500-7 EN1563	Primaire époxy poudre bleu ép.250 microns + polyuréthane rouge
4	Raccord symétrique Bouchon monobloc	Aluminium type AS7G	Polyuréthane rouge
5	Vis de fixation CHC	Acier type CL 8/8	Zingué bichromaté
6	Carénage	Polyamide P A 6	Peinture polyuréthane grise
7	Tube allonge	Fonte ductile EN GJS 400-15 ou 500-7 EN1563	Primaire époxy poudre bleu ép.250 microns
8	Boite à clapet coudée ou droite	Fonte ductile EN GJS 400-15 ou 500-7 EN1563	Primaire époxy poudre bleu ép.250 microns
9	Clapet	FGS NF EN 1563	Surmoulage EPDM

Item	Désignation	Matériau	Revêtement
10	Tube de manœuvre	Acier type Tu 56-8 NF EN 10240	Galvanisé
11	Ecrou de manœuvre	Laiton type Cu Zn 39 Pb2 NF EN 12420	
12	Vis de manœuvre	Acier type X 20 Cr 13 NF EN 10088-3	
13	Palier vissé	Laiton type Cu Zn 39 Pb 2 NF EN 12420	
14	Fût inférieur	Fonte GS	Primaire époxy poudre brun rouge ép.250 microns + polyuréthane rouge
15	Cales de renversabilité	Fonte GS	Primaire époxy poudre bleu ép.250 microns + polyuréthane rouge
16	Boîte vissée	Fonte ductile EN GJS 400-15 ou 500-7 EN1563	Primaire époxy poudre brun rouge ép.250 microns + polyuréthane rouge
17	Coude à patin	Fonte ductile EN GJS 400-15 ou 500-7 EN1563	Primaire époxy poudre bleu ép.250 microns
18	Arbre de manoeuvre	X20 Cr 13 EN 10088-1	
19	Goupille à sertir	X20 Cr 13 EN 10088-1	

Item	Désignation	Matériau	Revêtement
20	Arbre de commande	(OS) Acier forgé C35 - NF EN 10083-1	Revêtement cataphorèse noir épaisseur 25 microns
21	Module de réglage	Fonte GS	Vernis bitumineux
22	Plaque trottoir	P A 6 GF 30	

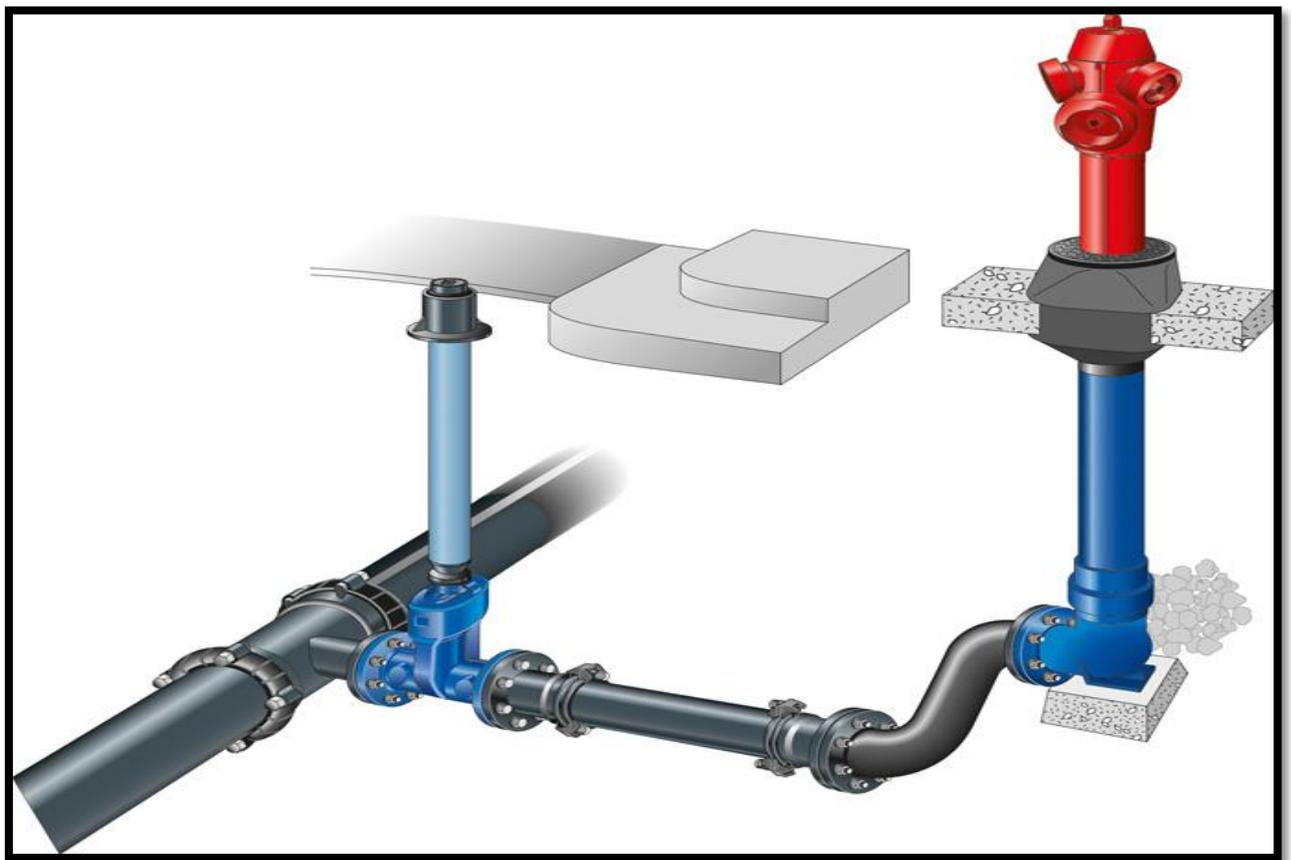


Figure VIII 9:System d'incendie (7; 12)

Conclusion

Il est essentiel d'avoir des accessoires dans un réseau d'alimentation en eau potable, car on vient de voir l'importance de ces divers accessoires au sein d'un réseau. Certains sont utilisés pour éviter les incendies, tandis que d'autre empêchent l'air de pénétrer dans la conduite en cas d'écoulement ou retirer dans la conduite en cas de vidange (come les ventouses).

Références bibliographiques

1. *ONM.*
2. Article Abdelouahab Issaadi 1, 2,*, Fethi Semmane1, Abdelkrim Yelles-Chaouche¹, Juan José Galiana-Merino^{2,3} and Khalissa Layadi¹. *Article Abdelouahab Issaadi 1,2,*, Fethi Semmane1, Abdelkrim Yelles-Chaouche¹, Juan José Galiana-Merino^{2,3} and Khalissa Layadi¹.*
3. (RPA99), centre de recherche appliqué en génie par parasismique. *centre de recherche appliqué en génie par parasismique (RPA99).*
4. *DPAT.*
5. *APC d'Oued Fodda.*
6. *Fodda, DRE oued.*
7. *B, 1.SALAH. Polycopie cours d'alimentation en eau potable ENSH. 1993.*
9. *DTR Document Technique Règlementaire. Règlementaire, DTR Document Technique.*
10. *site TP. DEMAIN :. ; site TP. DEMAIN.*
11. *Doc.SAPAG. Cours technologie vannes: robinets à soupape.*
12. *SAINT-GOBAIN, PAM. PAM SAINT-GOBAIN.*
13. *1993., SALAH B : Polycopie cours d'alimentation en eau potable ENSH. Polycopie cours d'alimentation en eau potable ENSH . 1993.*
14. *l'assainissement, 1. LYONNAISE DES EAUX : Mémento du gestionnaire de l'AEP et de.*
15. *institut national de la cartographie et télédétection. télédétection, institut national de la cartographie et.*
16. *—télédétection, institut national de la cartographie et.*
17. *Mr, Mémoire de et Mohammed, BENSAID. BENSAID Mohammed. 1-0023-11.*
18. *l'assainissement, 12. LYONNAISE DES EAUX : Mémento du gestionnaire de l'AEP et de.*
19. *(Manuel, 8. Epanet 2.0 : Simulation et qualité pour les réseaux d'eaux sous pression (Manuel 8. Epanet 2.0 : Simulation et qualité pour les réseaux d'eaux sous pression.*
20. *3. LENCASTRE « Hydraulique générale », édition Eyrolles, Paris 1983,.*
21. *Etude d'adduction des communes d'Oued Fodda,Ouled Abbes,Karimia et Harchoun à partir de la conduite du transfert Ténès-Chlef (W.CHLEF).*
22. *Diagnostic et conception de réseau d'alimentation en eau potable de la ville du Bir Kasdali (w. Bordj Bou Arreridj).*
23. *Etude de reseau d'alimentation en eau potable de la ville de Khemis milliana (W.AIN DEFLA).*

Conclusion générale

Dans cette étude, nous avons d'abord présenté une vue d'ensemble des lacunes et des problèmes rencontrés par le système d'alimentation en eau potable de la ville de Oued Fodda. À cet égard, nous avons identifié plusieurs défauts liés au réseau de distribution, aux conduites d'alimentation, aux installations de stockage, ainsi qu'aux sources d'eau.

Pour remédier à ces problèmes, nous avons mis en place plusieurs ajustements réfléchis dans le système d'alimentation en eau potable d'Oued Fodda, notamment en améliorant le réseau de distribution pour le rendre plus efficace en termes de canalisations, tout en conservant les sections en bon état. Concernant les approvisionnements en eau, nous avons construit un nouveau réservoir d'une capacité de 3000 m³, qui est combiné avec le réservoir de Kouane (7500 m³) et les puits locaux. Ces installations fonctionnent en alternance pour pallier les pannes fréquentes de la station de dessalement de Ténès. Le nouveau réservoir garantit ainsi un approvisionnement fiable du réseau en eau potable.

Nous avons également effectué une analyse complète des coûts financiers du projet 189705951.1. DA, nous avons proposé un ensemble d'améliorations visant à optimiser la coordination des opérations du réseau et à garantir un approvisionnement en eau dans les meilleures conditions pour les habitants de la commune d'Oued Fodda.

Pour conclure, afin de renforcer la gestion du réseau, nous avons abordé plusieurs concepts liés à la gestion, à l'exploitation, ainsi qu'à la maintenance, qui doivent être mis en œuvre sur les différents équipements afin d'assurer la durabilité et l'efficacité du système.

ANNEXES

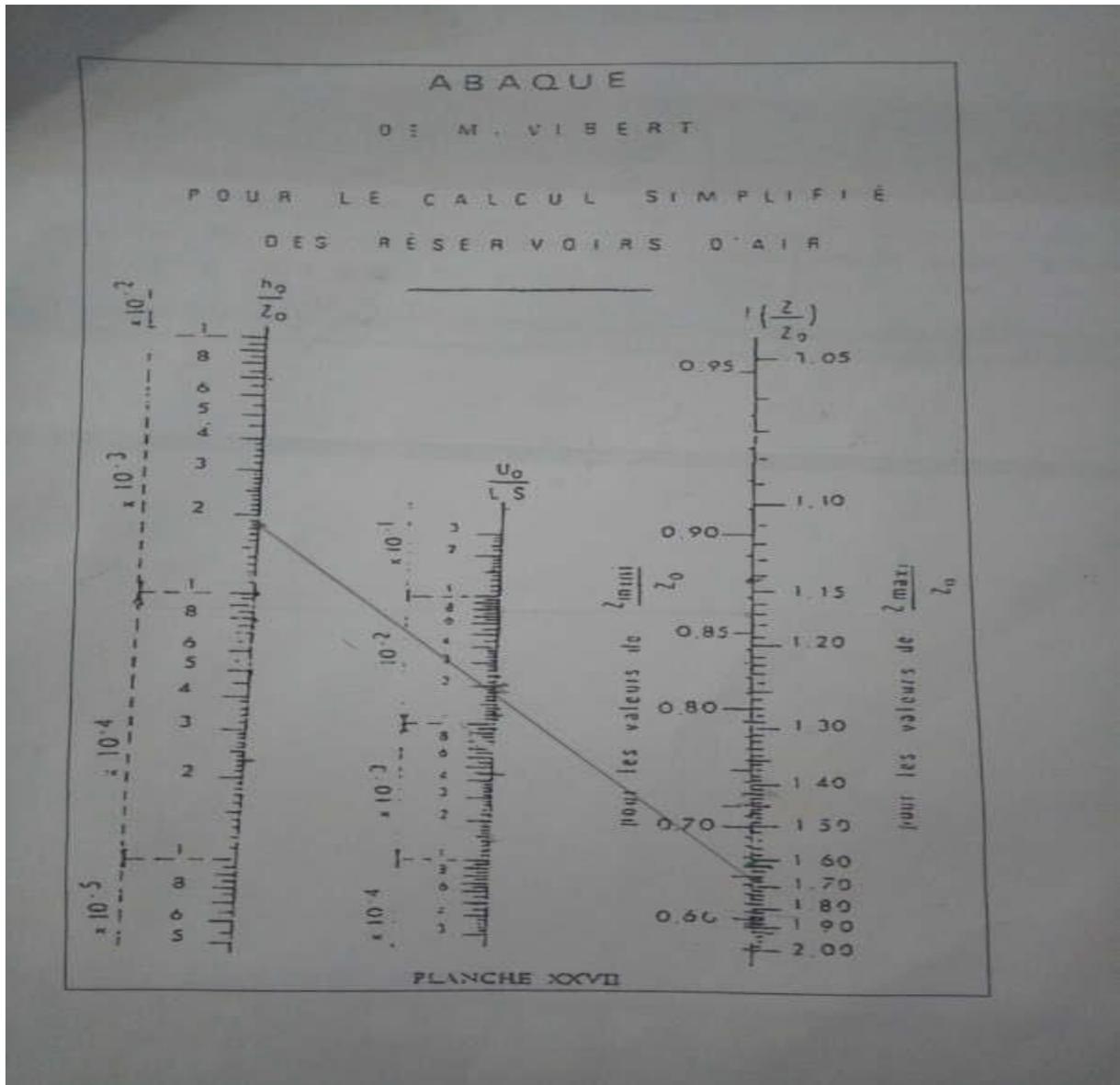
ANNEXES 1: tube PEHD eau potable

diamètre	PN6 SDR26		PN10 SDR17		PN16 SDR11		PN20 SDR9		PN25 SDR7,4	
	épaisseur	DIAM INT	EPES	DIAM INT	EPES	DIAM INT	EPES	DIAM INT	EPES	DIAM INT
20	-	-	-	-	2	16	2.3	15.4	3	14
25	-	-	-	-	2.3	20.4	3	19	3.5	18
32	-	-	2	28	3	26	3.6	24.8	4.4	23.2
40	-	-	2.4	35.2	3.7	32.6	4.5	31	5.5	29
50	2	46	3	44	4.6	40.8	5.6	38.8	6.9	36.2
63	2.5	58	3.8	55.4	5.8	51.4	7.1	48.8	8.6	45.8
75	2.9	69.2	4.5	66	6.8	61.4	8.4	58.2	10.3	54.4
90	3.5	83	5.4	79.2	8.2	73.6	10.1	69.8	12.3	65.4
110	4.2	101.6	6.6	96.8	10	90	12.3	85.4	15.1	79.8
125	4.8	115.4	7.4	110.2	11.4	102.2	14	97	17.1	90.8
160	6.2	147.6	9.5	141	14.6	130.8	17.9	124.2	21.9	116.2
200	7.7	184.6	11.9	176.2	18.2	163.6	22.4	155.2	27.4	145.2
250	9.6	230.8	14.8	220.4	22.7	204.6	27.9	194.2	34.2	181.6
315	12.1	290.8	18.7	277.6	28.6	257.8	35.2	244.6	43.1	228.8
400	15.3	369.4	23.7	352.6	36.3	327.4	44.7	310.6	54.7	290.6
500	19.1	461.8	29.7	440.6	45.4	409.2	55.8	388.4	-	-
630	24.1	581.8	37.4	555.2	57.2	515.6	70.3	489.4	-	-
710	27.2	655.6	42.1	625.8	64.5	581	79.3	551.4	-	-
800	30.6	738.8	47.4	705.2	72.6	654.8	89.3	621.4	-	-

ANNEXES 2: β_{max} en fonction de nombre d'habitant

Habitant	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	50000	1×10^5	3×10^5	1×10^6
β_{max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,1	1,05	1

ANNEXES 3 : abaque de M.vibert



ANNEXES 4: Répartition du débit horaire en fonction du nombre d'habitants :

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

(13)

ANNEXES 5

Tableaux IV 2: Débit et vitesse dans les différents tronçons du réseau (cas de pointe)

N°_conduit	Longueur(m)	Diamètre (mm)	Vitesse (m ² /s)	Débit de route (l/s)	Parte de charge (m)
P-1	20.2	277.6	2.85	172.4938	0.52
P-2	141.69	277.2	2.52	151.9949	2.91
P-3	201.01	277.6	2.26	136.9502	3.37
P-4	5.01	277.6	2.26	136.9502	0.08

P-5	43.72	277.4	2.23	134.8088	0.72
P-6	73.19	277.6	1.44	87.0517	0.53
P-7	96.63	220.4	2.26	86.3207	2.12
P-8	52.29	141	5.34	83.4354	9.5
P-9	3.58	141	4.73	73.824	0.52
P-10	33.33	141	4.73	73.8239	4.83
P-11	92.12	141	4.66	72.7748	13
P-12	37.14	141	4.13	64.4764	4.19
P-13	78.15	141	3.66	57.2266	7.07
P-14	51.25	141	3.01	47.0132	3.22
P-15	4.71	141	3.01	47.0132	0.3
P-16	91.25	141	2.88	45.0239	5.29
P-17	9.31	141	2.84	44.2886	0.52
P-18	70.35	141	2.84	44.2886	3.96
P-19	67.49	141	2.76	43.162	3.62
P-20	8.48	141	2.54	39.6278	0.39
P-21	24.69	141	2.54	39.6278	1.13
P-22	49.44	141	1.82	28.3432	1.22
P-23	505.28	141	1.66	25.961	10.57
P-24	38.17	79.2	5.17	25.4863	12.81
P-25	34.23	141	1.63	25.4542	0.69
P-26	2.96	141	1.63	25.4542	0.06
P-27	51.29	79.2	5.16	25.4417	17.16
P-28	5.87	79.2	5.16	25.4417	1.96
P-29	67.4	110.2	2.54	24.2009	4.11
P-30	11.26	79.2	4.67	23.0069	3.13
P-31	108.4	79.2	4.67	23.0069	30.1
P-32	92.49	141	1.46	22.7563	1.52
P-33	50.47	110.2	2.33	22.2616	2.64
P-34	14.18	79.2	4.51	22.2071	3.69
P-35	23.11	79.2	4.43	21.8244	5.82
P-36	13.32	141	1.37	21.3758	0.19
P-37	177.83	141	1.37	21.3758	2.6
P-38	140.76	79.2	4.06	20.0252	30.22
P-39	37.34	110.2	2.05	19.5629	1.54
P-40	2.96	110.2	1.96	18.7115	0.11
P-41	35.88	110.2	1.96	18.7115	1.36
P-42	2.72	110.2	1.94	18.5309	0.1
P-43	160.07	141	1.18	18.4891	1.79
P-44	16.26	141	1.18	18.4891	0.18
P-45	131.87	141	1.17	18.2837	1.44
P-46	3.13	141	1.17	18.2837	0.03
P-47	74.85	79.2	3.63	17.8616	13

Tableau IV.2 : Débit et vitesse dans les différents tronçons du réseau (cas de pointe)suit

P-48	298.97	141	1.1	17.1819	2.91
P-49	5.02	141	1.1	17.1819	0.05
P-50	16.77	79.2	3.48	17.1649	2.71
P-51	35.57	110.2	1.65	15.737	0.98
P-52	62.55	110.2	1.53	14.5632	1.49
P-53	74.97	110.2	1.48	14.1281	1.69
P-54	42.37	110.2	1.48	14.1117	0.95
P-55	5.72	79.2	2.85	14.0213	0.63
P-56	89.5	110.2	1.47	14.0212	1.99
P-57	14.82	79.2	2.66	13.1233	1.45
P-58	37.28	141	0.79	12.3616	0.2
P-59	10.4	141	0.79	12.3615	0.06
P-60	60.12	141	0.76	11.8972	0.3
P-61	59.18	141	0.7	10.9254	0.25
P-62	4.2	145	0.66	10.9253	0.02
P-63	59.07	110.2	1.01	9.6722	0.66
P-64	118.89	110.2	1.01	9.6722	1.33
P-65	39.78	110.2	1.01	9.6131	0.44
P-66	34.5	110.2	1	9.5299	0.37
P-67	2.53	110.2	0.99	9.4227	0.03
P-68	24.39	141	0.59	9.2723	0.08
P-69	131.05	96.8	1.25	9.2247	2.52
P-70	83.13	79.2	1.65	8.1292	3.36
P-71	12.19	79.2	1.65	8.1292	0.49
P-72	42.22	110.2	0.85	8.0653	0.34
P-73	31.05	79.2	1.6	7.8973	1.19
P-74	70.59	79.2	1.58	7.783	2.63
P-75	47.18	110.2	0.82	7.7761	0.35
P-76	31.9	79.2	1.57	7.7329	1.18
P-77	119.75	110.2	0.78	7.4619	0.83
P-78	123.2	141	0.47	7.3602	0.25
P-79	130.19	79.2	1.46	7.1847	4.19
P-80	39.66	141	0.43	6.6593	0.07
P-81	47.1	79.2	1.34	6.622	1.3
P-82	26.81	79.2	1.32	6.5126	0.72
P-83	45.43	141	0.4	6.2635	0.07
P-84	24.38	79.2	1.26	6.192	0.6
P-85	37.02	79.2	1.25	6.1678	0.9
P-86	6.3	79.2	1.23	6.0682	0.15

Tableau IV.2 : Débit et vitesse dans les différents tronçons du réseau (cas de pointe)suit

P-87	39.47	79.2	1.23	6.0682	0.93
P-88	93.43	79.2	1.21	5.9601	2.13
P-89	69.93	79.2	1.17	5.7835	1.51
P-90	21.02	79.2	1.16	5.7052	0.44
P-91	115.22	110.2	0.58	5.5302	0.46
P-92	33.77	110.2	0.58	5.5132	0.13
P-93	5.94	110.2	0.58	5.5132	0.02
P-94	21.98	79.2	1.06	5.2199	0.39
P-95	23.89	110.2	0.53	5.0832	0.08
P-96	117.28	79.2	1	4.9029	1.86
P-97	23.11	79.2	0.98	4.8285	0.36
P-98	21.89	79.2	0.97	4.7675	0.33
P-99	22.93	79.2	0.97	4.7632	0.34
P-100	2.46	79.2	0.95	4.6876	0.04
P-101	4.26	79.2	0.93	4.5839	0.06
P-102	20.57	79.2	0.93	4.5839	0.29
P-103	17.47	79.2	0.93	4.5758	0.24
P-104	22.87	79.2	0.91	4.4889	0.31
P-105	18.25	79.2	0.91	4.4721	0.24
P-106	19.37	79.2	0.88	4.3438	0.25
P-107	19.23	79.2	0.87	4.3004	0.24
P-108	21.93	79.2	0.87	4.2857	0.27
P-109	25.89	79.2	0.87	4.2782	0.32
P-110	16.37	141	0.27	4.1739	0.01
P-111	23.11	79.2	0.85	4.1659	0.27
P-112	23.53	79.2	0.84	4.13	0.27
P-113	23.65	79.2	0.84	4.1188	0.27
P-114	105.16	79.2	0.83	4.0939	1.19
P-115	15.19	79.2	0.83	4.0858	0.17
P-116	22.52	79.2	0.83	4.083	0.25
P-117	22.75	79.2	0.82	4.0565	0.25
P-118	22.33	79.2	0.8	3.9268	0.23
P-119	23.47	79.2	0.8	3.9251	0.25
P-120	47.37	79.2	0.79	3.8861	0.49
P-121	24.86	79.2	0.79	3.8788	0.26
P-122	38.84	79.2	0.78	3.8499	0.39
P-123	161.5	79.2	0.78	3.8485	1.63
P-124	23.39	79.2	0.78	3.8449	0.24
P-125	4.13	79.2	0.78	3.8319	0.04

Tableau IV.2 : Débit et vitesse dans les différents tronçons du réseau (cas de pointe)suit

P-126	80.59	79.2	0.78	3.8319	0.81
P-127	22.83	79.2	0.74	3.6413	0.21
P-128	22.95	79.2	0.74	3.6295	0.21
P-129	23.2	79.2	0.73	3.6079	0.21
P-130	49.23	79.2	0.7	3.4599	0.41
P-131	19.75	79.2	0.69	3.3804	0.16
P-132	80.87	79.2	0.67	3.3226	0.62
P-133	25.75	79.2	0.67	3.3017	0.2
P-134	23.38	79.2	0.67	3.283	0.18
P-135	22.96	79.2	0.66	3.2543	0.17
P-136	23.44	79.2	0.66	3.2473	0.17
P-137	39.43	79.2	0.65	3.2141	0.29
P-138	24.04	79.2	0.65	3.2032	0.17
P-139	38.05	79.2	0.63	3.1262	0.26
P-140	27.94	79.2	0.59	2.9038	0.17
P-141	102.02	79.2	0.58	2.8809	0.6
P-142	5.28	79.2	0.57	2.8171	0.03
P-143	39.43	79.2	0.57	2.8171	0.22
P-144	23.7	79.2	0.57	2.792	0.13
P-145	23.53	79.2	0.57	2.7919	0.13
P-146	28.36	110.2	0.29	2.7636	0.03
P-147	23.45	79.2	0.54	2.6401	0.12
P-148	25.36	79.2	0.5	2.4542	0.11
P-149	27.57	79.2	0.49	2.3994	0.12
P-150	25.68	66	0.68	2.3409	0.25
P-151	14.84	79.2	0.45	2.2145	0.05
P-152	22.95	66	0.65	2.2118	0.2
P-153	178.29	79.2	0.44	2.1873	0.63
P-154	22.87	79.2	0.43	2.1412	0.08
P-155	27.44	79.2	0.42	2.0764	0.09
P-156	45.36	79.2	0.42	2.0711	0.15
P-157	22.25	79.2	0.41	2.0252	0.07
P-158	24.27	79.2	0.41	1.998	0.07
P-159	22.35	66	0.56	1.9243	0.15
P-160	23.26	79.2	0.38	1.8696	0.06
P-161	22.92	66	0.54	1.8607	0.15
P-162	97.46	79.2	0.37	1.8275	0.25
P-163	20.78	79.2	0.37	1.826	0.05
P-164	22.51	66	0.51	1.7464	0.13

Tableau IV.2 : Débit et vitesse dans les différents tronçons du réseau (cas de pointe)suit

P-165	24.78	66	0.5	1.6954	0.13
P-166	22.08	79.2	0.34	1.6936	0.05
P-167	24.29	79.2	0.34	1.6899	0.05
P-168	21.04	79.2	0.34	1.6794	0.05
P-169	23.82	79.2	0.34	1.6568	0.05
P-170	24.85	66	0.44	1.4948	0.11
P-171	16.14	66	0.43	1.4847	0.07
P-172	22.33	66	0.42	1.4461	0.09
P-173	25.48	79.2	0.29	1.4418	0.04
P-174	21.41	66	0.41	1.3905	0.08
P-175	55.61	141	0.09	1.3588	0
P-176	22.42	66	0.39	1.3457	0.08
P-177	22.57	79.2	0.25	1.2536	0.03
P-178	21.95	79.2	0.25	1.2397	0.03
P-179	47.3	110.2	0.13	1.2295	0.01
P-180	20.94	79.2	0.25	1.2203	0.03
P-181	24.62	79.2	0.24	1.2011	0.03
P-182	23.61	66	0.33	1.1352	0.06
P-183	23.7	66	0.33	1.1233	0.06
P-184	143.75	79.2	0.23	1.1223	0.15
P-185	116.76	79.2	0.23	1.1223	0.12
P-186	22.55	66	0.32	1.0982	0.05
P-187	23.13	79.2	0.21	1.0338	0.02
P-188	17.18	79.2	0.21	1.0299	0.02
P-189	227.07	141	0.06	1	0.01
P-190	62.66	79.2	0.2	0.9976	0.05
P-191	22.22	79.2	0.2	0.9966	0.02
P-192	24.59	79.2	0.2	0.9761	0.02
P-193	22.49	66	0.28	0.9639	0.04
P-194	20.74	79.2	0.19	0.9528	0.02
P-195	88.96	79.2	0.19	0.9145	0.06
P-196	22.96	79.2	0.18	0.8899	0.02
P-197	22.43	79.2	0.17	0.8619	0.01
P-198	4.12	79.2	0.17	0.8385	0
P-199	34.96	79.2	0.17	0.8385	0.02
P-200	63.64	141	0.05	0.8299	0
P-201	27.44	79.2	0.16	0.7977	0.02
P-202	22.45	79.2	0.16	0.789	0.01
P-203	23.29	79.2	0.16	0.7667	0.01

Tableau IV.2 : Débit et vitesse dans les différents tronçons du réseau (cas de pointe)suit

P-204	6.26	79.2	0.15	0.7224	0
P-205	166.83	79.2	0.15	0.7181	0.08
P-206	17.98	79.2	0.14	0.7052	0.01
P-207	23.1	66	0.2	0.6896	0.02
P-208	22.94	79.2	0.14	0.6823	0.01
P-209	150.9	79.2	0.13	0.6493	0.06
P-210	4.12	79.2	0.12	0.5934	0
P-211	133.87	79.2	0.12	0.5934	0.04
P-212	4.27	79.2	0.12	0.5848	0
P-213	131.42	79.2	0.12	0.5848	0.04
P-214	135.44	79.2	0.12	0.5805	0.04
P-215	28.83	66	0.17	0.566	0.02
P-216	27.31	79.2	0.11	0.5655	0.01
P-217	21.34	79.2	0.11	0.5653	0.01
P-218	129.53	141	0.04	0.559	0
P-219	28.86	79.2	0.11	0.5525	0.01
P-220	22.67	79.2	0.11	0.5436	0.01
P-221	20.92	79.2	0.11	0.5378	0.01
P-222	121.48	141	0.03	0.5203	0
P-223	6.13	79.2	0.1	0.5011	0
P-224	46.46	79.2	0.1	0.501	0.01
P-225	24.43	79.2	0.08	0.4113	0
P-226	48.8	35.2	0.4	0.3913	0.37
P-227	21.03	79.2	0.08	0.3711	0
P-228	22.38	79.2	0.07	0.3633	0
P-229	24.46	79.2	0.07	0.3453	0
P-230	27.98	79.2	0.07	0.3419	0
P-231	24.54	79.2	0.06	0.3166	0
P-232	72.77	35.2	0.32	0.3139	0.37
P-233	73.42	35.2	0.32	0.3139	0.37
P-234	10.45	79.2	0.05	0.2709	0
P-235	208.42	79.2	0.05	0.2709	0.02
P-236	61.08	79.2	0.05	0.2623	0
P-237	53.71	79.2	0.05	0.2322	0
P-238	21.19	79.2	0.05	0.2259	0
P-239	2.79	79.2	0.04	0.2107	0
P-240	46.51	79.2	0.04	0.2107	0
P-241	19.46	79.2	0.04	0.2048	0
P-242	23.29	79.2	0.04	0.2004	0

Tableau IV.2 : Débit et vitesse dans les différents tronçons du réseau (cas de pointe)suit

P-243	5.01	79.2	0.04	0.1935	0
P-244	45.21	79.2	0.04	0.1935	0
P-245	49.08	79.2	0.04	0.1935	0
P-246	38.18	35.2	0.19	0.1892	0.08
P-247	40.87	35.2	0.19	0.1892	0.08
P-248	38.4	35.2	0.17	0.1634	0.06
P-249	22.29	79.2	0.03	0.1595	0
P-250	22.37	79.2	0.03	0.1577	0
P-251	5.43	79.2	0.03	0.1505	0
P-252	29.16	35.2	0.15	0.1505	0.04
P-253	13.47	79.2	0.03	0.1491	0
P-254	33.14	35.2	0.15	0.1419	0.04
P-255	32.6	35.2	0.15	0.1419	0.04
P-256	2.72	79.2	0.03	0.1376	0
P-257	31.81	35.2	0.14	0.1376	0.03
P-258	28.91	79.2	0.03	0.1376	0
P-259	31.25	35.2	0.14	0.1333	0.03
P-260	17.8	79.2	0.02	0.1224	0
P-261	23.18	79.2	0.02	0.1207	0
P-262	22.96	79.2	0.02	0.1149	0
P-263	26.27	35.2	0.11	0.1118	0.02
P-264	25.95	35.2	0.11	0.1118	0.02
P-265	23.04	79.2	0.02	0.106	0
P-266	22.76	79.2	0.02	0.1038	0
P-267	28.48	79.2	0.02	0.0776	0
P-268	17.71	35.2	0.08	0.0774	0.01
P-269	17.95	35.2	0.07	0.0645	0
P-270	18.39	79.2	0.01	0.0534	0
P-271	22.93	79.2	0.01	0.053	0
P-272	37.43	79.2	0.01	0.0419	0
P-273	21.46	79.2	0.01	0.0285	0
P-274	25.57	79.2	0.01	0.0279	0
P-275	22.16	79.2	0	-0.0121	0
P-276	27.98	66	0.01	-0.0493	0
P-277	61.64	110.2	0.09	-0.8399	0.01

ANNEXES 6

Tableau IV. 3 : Détermination des pressions aux nœuds

Jonction	élévation	Débit de nœud (l/s)	Pression (bar)
J-2	194.8	2.0098	4.37
J-3	179.2	0.7181	-1.36
J-4	176.83	0.6751	-0.52
J-5	175.74	2.4854	-0.41
J-6	175.45	0.6235	-0.13
J-7	175.41	0.1806	-0.11
J-8	171.46	0.9374	0.21
J-9	170.54	0.5891	0.51
J-10	169.94	0.1935	0.36
J-11	168.65	0.2623	0.69
J-12	168.58	0.4042	0.31
J-13	168.56	0.3053	0.32
J-14	168.49	0.1118	1.5
J-15	168.19	0.301	0.37
J-16	168.1	0.1118	1.18
J-17	168.01	0.7353	1.7
J-18	167.88	0.2709	1.21
J-19	167.86	0.3956	0.43
J-20	167.8	0.688	1.57
J-21	167.75	0.3913	0.37
J-22	167.46	1.1954	2.27
J-23	167.41	0.3225	0.4
J-24	167.35	0.2021	0.5
J-25	167.3	0.4558	0.46
J-26	167.28	2.2704	0.35
J-27	167.26	0.5031	0.62
J-28	167.26	1.0535	0.66
J-29	167.24	0.3956	0.44
J-30	167.21	0.23	0.52
J-31	167.13	0.4042	0.46
J-32	167.06	0.2838	0.45
J-33	166.98	0.4171	0.51
J-34	166.93	0.4644	0.47
J-35	166.89	0.2838	0.5
J-36	166.87	0.4988	0.44
J-37	166.86	0.0399	0.5
J-38	166.78	2.8208	4.92

J-39	166.77	0.3182	0.5
J-40	166.77	0.3913	0.47
J-41	166.75	0.4429	0.6
J-42	166.69	0.3526	0.51
J-43	166.61	0.301	0.52
J-44	166.6	0.3268	0.55
J-45	166.55	0.3784	0.61
J-46	166.52	0.3053	0.5
J-47	166.41	0.4085	0.5
J-48	166.38	0.5719	0.78
J-49	166.36	0.12	0.6
J-50	166.31	0.4171	0.51
J-51	166.28	0.3784	0.52
J-52	166.05	0.2967	0.56
J-53	165.9	0.387	0.57
J-54	165.89	1.1266	1.47
J-55	165.87	0.3913	0.57
J-56	165.87	1.6512	0.45
J-57	165.87	0.4085	0.55
J-58	165.77	0.1333	5.02
J-59	165.71	0.2752	0.69
J-60	165.65	0.3913	0.6
J-61	165.65	0.3698	0.72
J-62	165.61	1.2083	0.38
J-63	165.6	0.387	0.58
J-64	165.57	0.6493	0.91
J-65	165.56	0.3913	0.59
J-66	165.56	0.3096	0.61
J-67	165.38	0.3698	0.65
J-68	165.35	0.3268	0.67
J-69	165.28	0.3096	0.63
J-70	165.26	1.2212	0.02
J-71	165.2	0.3526	0.76
J-72	165.14	0.1677	0.75
J-73	165	0.2451	0.78
J-74	164.94	0.11	0.82
J-75	164.94	0.301	0.66
J-76	164.88	0.8901	0.98
J-77	164.81	0.1935	0.83
J-78	164.78	0.1892	0.84
J-79	164.77	0.1591	0.86
J-80	164.69	0.2967	0.88
J-81	164.66	0.2881	0.68
J-82	164.62	0.2881	0.68
J-83	164.51	0.9245	1.02

J-84	164.45	0.301	0.7
J-85	164.44	0.1419	0.9
J-86	164.35	0.3182	0.71
J-87	164.33	0.3526	0.71
J-88	164.3	0.3225	0.93
J-89	164.23	1.4577	1.13
J-90	164.16	0.3139	0.72
J-91	164.09	1.0492	4.28
J-92	164.09	0.3913	0.73
J-93	163.89	1.7415	1.3
J-94	163.72	0.3139	1.01
J-95	163.71	0.3139	1.01
J-96	163.65	0.3913	1.05
J-97	163.63	0.8084	1.06
J-98	163.61	0.5934	4.25
J-99	163.6	0.7224	5.54
J-100	163.57	0.8858	-0.08
J-101	163.56	0.8772	4.29
J-102	163.55	0.5805	4.23
J-103	163.53	0.5848	4.23
J-104	163.49	0.6579	1.09
J-105	163.42	0.7009	1.11
J-106	163.34	0.8299	1.11
J-107	163.13	3.344	1.13
J-108	163.07	1.1137	3.11
J-109	163	0.5676	4.91
J-110	162.98	0.8643	4.32
J-111	162.87	1.1223	6.52
J-112	162.86	0.9159	4.3
J-113	162.75	0.1505	5.2
J-114	162.73	0.1376	6.47
J-115	162.51	0.5461	5.22
J-116	162.45	0.1935	4.34
J-117	162.36	0.8514	4.35
J-118	162.21	1.763	6.61
J-119	162.09	0.1376	5.88
J-120	161.98	0.731	6.84
J-121	161.48	0.2709	0.88
J-122	161.35	0.8428	1.56
J-123	161.3	0.6708	6.61
J-124	160.8	0.7439	7.01
J-125	160.44	2.3822	6.58
J-126	160.26	0.3741	6.06
J-127	160.1	2.1414	7.15
J-128	159.95	1.2298	6.87

J-129	159.9	1.161	6.59
J-130	159.89	0.2107	6.1
J-131	159.78	0.1849	6.1
J-132	159.75	0.1892	6.09
J-133	159.7	0.4042	6.87
J-134	159.68	0.7267	6.12
J-135	159.61	0.4386	6.11
J-136	159.59	0.2107	6.91
J-137	159.53	0.8041	6.95
J-138	159.48	0.2021	6.95
J-139	159.47	0.7998	7.55
J-140	159.46	0.1892	6.12
J-141	159.36	0.559	7.56
J-142	159.33	0.43	6.52
J-143	159.32	0.2107	6.97
J-144	159.25	0.2322	6.14
J-145	159.23	0.4085	6.47
J-146	159.22	0.0645	6.14
J-147	159.11	0.2365	6.16
J-148	159.04	0.4042	6.16
J-149	158.95	0.559	7.05
J-150	158.91	0.9374	6.35
J-151	158.88	0.2322	7.3
J-152	158.77	0.3913	6.92
J-153	158.76	0.5332	7.06
J-154	158.67	0.1892	6.19
J-155	158.53	0.2709	6.21
J-156	158.35	1.3244	7.66
J-157	158.33	0.9202	7.11
J-158	158.28	0.4171	7.11
J-159	158.18	0.8428	7.47
J-160	158.18	0.5633	7.49
J-161	158.12	0.9331	7.37
J-162	158.11	0.4644	7.65
J-163	157.98	0.9976	6.44
J-164	157.91	0.8342	7.21
J-165	157.86	0.4515	7.54
J-166	157.74	0.0774	7.26
J-167	157.72	1.3072	7.81
J-168	157.68	1.0793	7.23
J-169	157.57	0.559	7.27
J-170	157.55	0.2537	7.27
J-171	157.53	1.1696	7.65
J-172	157.53	0.602	7.27
J-173	157.52	0.9718	7.68

J-174	157.45	0.7525	7.27
J-175	157.44	0.3526	7.29
J-176	157.34	0.1419	7.29
J-177	157.25	0.1634	7.29
J-178	157.14	0.8299	7.69
J-179	157.07	0.5332	7.34
J-180	156.69	0.4515	7.47
J-181	156.54	1	7.75
J-182	156.33	2.0984	7.66
J-183	156.25	0.5203	7.66

ANNEXES 7

IV.5 Cas de pointe +incendie

Tableaux IV 3 Débit et vitesse dans les différents tronçons du réseau (cas de pointe+ incendie)

N°_conduit	Longure(m)	Diamètre (mm)	Vitesse (m ² /s)	Débit de route (l/s)	Parte de charge (m)
P-1	20.2	277.6	2.86	173.1849	0.52
P-2	141.69	277.2	2.53	152.6762	2.93
P-3	201.01	277.6	2.27	137.6411	3.41
P-4	5.01	277.6	2.27	137.6411	0.08
P-5	43.72	277.4	2.24	135.4997	0.72
P-6	73.19	277.6	1.44	87.4086	0.53

Tableau IV.4 : Débit et vitesse dans les différents tronçons du réseau (cas de pointe+ incendie) Suit

P-7	96.63	220.4	2.27	86.6776	2.14
P-8	52.29	141	5.37	83.7923	9.58
P-9	3.58	141	4.75	74.1205	0.52
P-10	33.33	141	4.75	74.1205	4.87
P-11	92.12	141	4.68	73.0713	13.1
P-12	37.14	141	4.15	64.7432	4.22
P-13	78.15	141	3.68	57.4606	7.12
P-14	51.25	141	3.03	47.3472	3.26
P-15	4.71	141	3.03	47.3472	0.3
P-16	91.25	141	2.9	45.3465	5.36
P-17	9.31	141	2.86	44.6112	0.53
P-18	70.35	141	2.86	44.6112	4.01
P-19	67.49	141	2.78	43.4846	3.67
P-20	8.48	141	2.2	34.3877	0.3
P-21	24.69	141	2.2	34.3877	0.87
P-22	67.4	110.2	3.16	30.1317	6.17
P-23	49.44	141	1.83	28.6145	1.24
P-24	2.96	141	1.7	26.51	0.06
P-25	34.23	141	1.7	26.51	0.74
P-26	505.28	141	1.68	26.2323	10.77
P-27	38.17	79.2	5.2	25.6093	12.93
P-28	51.29	79.2	5.16	25.4158	17.12
P-29	5.87	79.2	5.16	25.4158	1.96
P-30	92.49	141	1.49	23.338	1.59
P-31	108.4	79.2	4.73	23.2782	30.76
P-32	11.26	79.2	4.73	23.2782	3.19
P-33	14.18	79.2	4.56	22.4784	3.77
P-34	23.11	79.2	4.49	22.0957	5.95
P-35	140.76	79.2	4.09	20.1482	30.57
P-36	37.34	110.2	2.02	19.3038	1.5

Tableau IV.4: Débit et vitesse dans les différents tronçons du réseau (cas de pointe+ incendie) Suit

P-37	16.26	141	1.18	18.4989	0.18
P-38	160.07	141	1.18	18.4989	1.79
P-39	35.88	110.2	1.93	18.4524	1.32
P-40	2.96	110.2	1.93	18.4523	0.11
P-41	131.87	141	1.18	18.4067	1.46
P-42	3.13	141	1.18	18.4067	0.03
P-43	35.57	110.2	1.93	18.4028	1.31
P-44	2.72	110.2	1.92	18.2717	0.1
P-45	74.85	79.2	3.64	17.9242	13.09
P-46	166.83	79.2	3.6	17.7181	28.55
P-47	16.77	79.2	3.5	17.2276	2.72
P-48	298.97	141	1.1	17.1917	2.91
P-49	5.02	141	1.1	17.1916	0.05
P-50	62.55	110.2	1.53	14.5729	1.49
P-51	42.37	110.2	1.48	14.1214	0.95
P-52	74.97	110.2	1.44	13.777	1.61
P-53	5.72	79.2	2.76	13.6123	0.6
P-54	89.5	110.2	1.43	13.6123	1.88
P-55	14.82	79.2	2.65	13.0689	1.44
P-56	59.07	110.2	1.36	12.9372	1.13
P-57	118.89	110.2	1.36	12.9372	2.27
P-58	37.28	141	0.79	12.352	0.2
P-59	10.4	141	0.79	12.352	0.05
P-60	60.12	141	0.76	11.8876	0.3
P-61	34.5	110.2	1.24	11.8701	0.56
P-62	50.47	110.2	1.17	11.1924	0.74
P-63	59.18	141	0.7	10.9158	0.25
P-64	4.2	145	0.66	10.9157	0.02
P-65	39.78	110.2	1.11	10.6144	0.53
P-66	177.83	141	0.66	10.3066	0.67

Tableau IV.4 : Débit et vitesse dans les différents tronçons du réseau (cas de pointe+ incendie) Suit

P-67	13.32	141	0.66	10.3066	0.05
P-68	24.39	141	0.63	9.7974	0.08
P-69	2.53	110.2	0.99	9.4248	0.03
P-70	131.05	96.8	1.23	9.078	2.45
P-71	83.13	79.2	1.72	8.4548	3.61
P-72	12.19	79.2	1.72	8.4548	0.53
P-73	31.05	79.2	1.71	8.4279	1.34
P-74	31.9	79.2	1.68	8.258	1.33
P-75	42.22	110.2	0.85	8.0698	0.34
P-76	70.59	79.2	1.58	7.783	2.63
P-77	47.18	110.2	0.82	7.7762	0.35
P-78	119.75	110.2	0.78	7.4653	0.83
P-79	123.2	141	0.47	7.3602	0.25
P-80	130.19	79.2	1.46	7.2144	4.22
P-81	39.66	141	0.43	6.6593	0.07
P-82	47.1	79.2	1.34	6.622	1.3
P-83	26.81	79.2	1.32	6.4838	0.71
P-84	45.43	141	0.4	6.2583	0.07
P-85	24.38	79.2	1.26	6.192	0.6
P-86	37.02	79.2	1.25	6.1422	0.89
P-87	21.02	79.2	1.24	6.1084	0.5
P-88	39.47	79.2	1.23	6.0585	0.93
P-89	6.3	79.2	1.23	6.0585	0.15
P-90	93.43	79.2	1.2	5.9056	2.09
P-91	69.93	79.2	1.17	5.7835	1.51
P-92	21.98	79.2	1.13	5.5899	0.44
P-93	115.22	110.2	0.58	5.5302	0.46
P-94	5.94	110.2	0.58	5.5184	0.02
P-95	33.77	110.2	0.58	5.5184	0.13
P-96	23.11	79.2	1.05	5.182	0.41

Tableau IV.4 : Débit et vitesse dans les différents tronçons du réseau (cas de pointe+ incendie) Suit

P-97	21.89	79.2	1.04	5.1194	0.38
P-98	22.93	79.2	1.04	5.1134	0.39
P-99	23.89	110.2	0.53	5.0884	0.08
P-100	17.47	79.2	1	4.9368	0.28
P-101	117.28	79.2	0.99	4.8932	1.85
P-102	18.25	79.2	0.98	4.8247	0.28
P-103	2.46	79.2	0.95	4.6928	0.04
P-104	19.37	79.2	0.95	4.6858	0.28
P-105	21.93	79.2	0.94	4.6452	0.31
P-106	4.26	79.2	0.93	4.5839	0.06
P-107	20.57	79.2	0.93	4.5839	0.29
P-108	23.11	79.2	0.92	4.5162	0.31
P-109	22.87	79.2	0.91	4.4889	0.31
P-110	23.65	79.2	0.91	4.4647	0.32
P-111	22.52	79.2	0.9	4.4415	0.3
P-112	22.75	79.2	0.9	4.4129	0.3
P-113	15.19	79.2	0.89	4.3684	0.19
P-114	19.23	79.2	0.87	4.3004	0.24
P-115	25.89	79.2	0.87	4.2782	0.32
P-116	24.86	79.2	0.86	4.2196	0.3
P-117	22.33	79.2	0.85	4.2093	0.27
P-118	16.37	141	0.27	4.1739	0.01
P-119	23.47	79.2	0.84	4.1606	0.27
P-120	23.53	79.2	0.84	4.1185	0.27
P-121	105.16	79.2	0.83	4.0887	1.19
P-122	47.37	79.2	0.82	4.036	0.52
P-123	22.83	79.2	0.81	3.9946	0.25
P-124	22.95	79.2	0.81	3.9816	0.25
P-125	61.64	110.2	0.42	3.9652	0.13
P-126	23.2	79.2	0.8	3.9583	0.25

Tableau IV.4: Débit et vitesse dans les différents tronçons du réseau (cas de pointe+ incendie) Suit

P-127	161.5	79.2	0.78	3.8485	1.63
P-128	4.13	79.2	0.78	3.8276	0.04
P-129	80.59	79.2	0.78	3.8275	0.81
P-130	23.39	79.2	0.78	3.826	0.23
P-131	25.75	79.2	0.74	3.6609	0.24
P-132	38.84	79.2	0.74	3.6455	0.36
P-133	23.38	79.2	0.74	3.6445	0.21
P-134	23.44	79.2	0.73	3.5978	0.21
P-135	24.04	79.2	0.72	3.5492	0.21
P-136	178.29	79.2	0.72	3.5261	1.53
P-137	49.23	79.2	0.7	3.4598	0.41
P-138	19.75	79.2	0.69	3.376	0.16
P-139	80.87	79.2	0.67	3.3204	0.62
P-140	22.96	79.2	0.67	3.313	0.18
P-141	27.94	79.2	0.67	3.3081	0.21
P-142	39.43	79.2	0.65	3.2204	0.29
P-143	23.53	79.2	0.64	3.1387	0.16
P-144	38.05	79.2	0.63	3.1262	0.26
P-145	102.02	79.2	0.58	2.8797	0.6
P-146	39.43	79.2	0.57	2.8127	0.22
P-147	5.28	79.2	0.57	2.8127	0.03
P-148	23.7	79.2	0.56	2.771	0.13
P-149	25.36	79.2	0.56	2.7628	0.14
P-150	28.36	110.2	0.29	2.7614	0.03
P-151	23.45	79.2	0.52	2.5605	0.11
P-152	22.87	79.2	0.5	2.4673	0.1
P-153	27.57	79.2	0.49	2.3994	0.12
P-154	45.36	79.2	0.49	2.3895	0.19
P-155	22.25	79.2	0.48	2.3417	0.09
P-156	25.68	66	0.68	2.331	0.25

Tableau IV.4 : Débit et vitesse dans les différents tronçons du réseau (cas de pointe+ incendie) Suit

P-157	14.84	79.2	0.45	2.2145	0.05
P-158	22.95	66	0.64	2.2024	0.2
P-159	27.44	79.2	0.42	2.0646	0.09
P-160	22.08	79.2	0.41	2.0368	0.07
P-161	23.26	79.2	0.41	1.997	0.07
P-162	24.27	79.2	0.4	1.9839	0.07
P-163	22.35	66	0.56	1.9118	0.15
P-164	24.78	66	0.56	1.9055	0.17
P-165	21.04	79.2	0.39	1.8992	0.06
P-166	22.92	66	0.54	1.8594	0.15
P-167	97.46	79.2	0.37	1.8275	0.25
P-168	20.78	79.2	0.37	1.8114	0.05
P-169	22.51	66	0.5	1.7142	0.12
P-170	24.29	79.2	0.34	1.6899	0.05
P-171	24.85	66	0.49	1.6851	0.13
P-172	21.41	66	0.47	1.5992	0.1
P-173	22.42	66	0.45	1.5482	0.1
P-174	23.82	79.2	0.3	1.4843	0.04
P-175	16.14	66	0.43	1.4777	0.07
P-176	25.48	79.2	0.29	1.4419	0.04
P-177	22.33	66	0.42	1.4244	0.09
P-178	22.57	79.2	0.28	1.3933	0.03
P-179	55.61	141	0.09	1.3588	0
P-180	23.61	66	0.39	1.3259	0.08
P-181	22.55	66	0.38	1.3018	0.07
P-182	24.62	79.2	0.26	1.2889	0.03
P-183	20.94	79.2	0.26	1.2787	0.03
P-184	21.95	79.2	0.25	1.2398	0.03
P-185	47.3	110.2	0.13	1.2315	0.01
P-186	22.43	79.2	0.24	1.2	0.03

Tableau IV.4 : Débit et vitesse dans les différents tronçons du réseau (cas de pointe+ incendie) Suit

P-187	22.49	66	0.34	1.1567	0.06
P-188	24.59	79.2	0.23	1.1529	0.03
P-189	143.75	79.2	0.23	1.1223	0.15
P-190	116.76	79.2	0.23	1.1223	0.12
P-191	20.74	79.2	0.23	1.1092	0.02
P-192	17.18	79.2	0.22	1.0994	0.02
P-193	22.22	79.2	0.22	1.075	0.02
P-194	23.7	66	0.3	1.0276	0.05
P-195	23.13	79.2	0.21	1.0247	0.02
P-196	227.07	141	0.06	1	0.01
P-197	62.66	79.2	0.2	0.9976	0.05
P-198	22.96	79.2	0.2	0.9772	0.02
P-199	88.96	79.2	0.19	0.9134	0.06
P-200	23.1	66	0.26	0.8979	0.04
P-201	4.12	79.2	0.17	0.8385	0
P-202	34.96	79.2	0.17	0.8385	0.02
P-203	63.64	141	0.05	0.8299	0
P-204	23.29	79.2	0.17	0.8164	0.01
P-205	27.44	79.2	0.16	0.7977	0.02
P-206	22.45	79.2	0.16	0.789	0.01
P-207	22.94	79.2	0.16	0.7752	0.01
P-208	28.83	66	0.21	0.7294	0.03
P-209	6.26	79.2	0.15	0.7224	0
P-210	17.98	79.2	0.14	0.7052	0.01
P-211	150.9	79.2	0.13	0.6493	0.06
P-212	4.12	79.2	0.12	0.5934	0
P-213	133.87	79.2	0.12	0.5934	0.04
P-214	20.92	79.2	0.12	0.5885	0.01
P-215	4.27	79.2	0.12	0.5848	0
P-216	131.42	79.2	0.12	0.5848	0.04

Tableau IV.4 : Débit et vitesse dans les différents tronçons du réseau (cas de pointe+ incendie) Suit

P-217	135.44	79.2	0.12	0.5805	0.04
P-218	21.34	79.2	0.11	0.5656	0.01
P-219	27.31	79.2	0.11	0.5655	0.01
P-220	129.53	141	0.04	0.559	0
P-221	28.86	79.2	0.11	0.5525	0.01
P-222	22.67	79.2	0.11	0.5487	0.01
P-223	121.48	141	0.03	0.5203	0
P-224	6.13	79.2	0.1	0.4935	0
P-225	46.46	79.2	0.1	0.4934	0.01
P-226	48.8	35.2	0.4	0.3913	0.37
P-227	22.38	79.2	0.07	0.3633	0
P-228	24.54	79.2	0.07	0.345	0
P-229	24.46	79.2	0.07	0.3435	0
P-230	24.43	79.2	0.07	0.341	0
P-231	72.77	35.2	0.32	0.3139	0.37
P-232	73.42	35.2	0.32	0.3139	0.37
P-233	21.03	79.2	0.06	0.2927	0
P-234	10.45	79.2	0.05	0.2709	0
P-235	208.42	79.2	0.05	0.2709	0.02
P-236	61.08	79.2	0.05	0.2623	0
P-237	21.19	79.2	0.05	0.2557	0
P-238	53.71	79.2	0.05	0.2322	0
P-239	19.46	79.2	0.05	0.2235	0
P-240	2.79	79.2	0.04	0.2107	0
P-241	46.51	79.2	0.04	0.2107	0
P-242	23.29	79.2	0.04	0.2087	0
P-243	5.01	79.2	0.04	0.1935	0
P-244	45.21	79.2	0.04	0.1935	0
P-245	49.08	79.2	0.04	0.1935	0
P-246	38.18	35.2	0.19	0.1892	0.08

Tableau IV.4 : Débit et vitesse dans les différents tronçons du réseau (cas de pointe+ incendie) Suit

P-247	40.87	35.2	0.19	0.1892	0.08
P-248	27.98	66	0.05	0.1878	0
P-249	38.4	35.2	0.17	0.1634	0.06
P-250	5.43	79.2	0.03	0.1505	0
P-251	29.16	35.2	0.15	0.1505	0.04
P-252	13.47	79.2	0.03	0.148	0
P-253	22.29	79.2	0.03	0.1424	0
P-254	33.14	35.2	0.15	0.1419	0.04
P-255	32.6	35.2	0.15	0.1419	0.04
P-256	2.72	79.2	0.03	0.1376	0
P-257	31.81	35.2	0.14	0.1376	0.03
P-258	28.91	79.2	0.03	0.1376	0
P-259	31.25	35.2	0.14	0.1333	0.03
P-260	23.18	79.2	0.03	0.1267	0
P-261	22.96	79.2	0.03	0.1264	0
P-262	17.8	79.2	0.03	0.1239	0
P-263	26.27	35.2	0.11	0.1118	0.02
P-264	25.95	35.2	0.11	0.1118	0.02
P-265	22.76	79.2	0.02	0.1081	0
P-266	23.04	79.2	0.02	0.1052	0
P-267	22.37	79.2	0.02	0.0991	0
P-268	27.98	79.2	0.02	0.0911	0
P-269	28.48	79.2	0.02	0.0888	0
P-270	17.71	35.2	0.08	0.0774	0.01
P-271	17.95	35.2	0.07	0.0645	0
P-272	18.39	79.2	0.01	0.0625	0
P-273	22.93	79.2	0.01	0.059	0
P-274	37.43	79.2	0.01	0.0491	0
P-275	25.57	79.2	0.01	0.0279	0
P-276	21.46	79.2	0	0.0104	0
P-277	22.16	79.2	0	0.0055	0

ANNEXES 8

Tableaux IV 4: Détermination des pressions aux nœuds

Jonction	Elévation	Débit de nœud (l/s)	Pression (bar)
J-2	179.2	17.7181	-4.53
J-3	163.13	3.344	1.06
J-4	166.78	2.8208	4.89
J-5	175.74	2.4854	-0.46
J-6	160.44	2.3822	6.57
J-7	167.28	2.2704	0.22
J-8	160.1	2.1414	7.14
J-9	156.33	2.0984	7.66
J-10	194.8	2.0098	4.37
J-11	162.21	1.763	6.6
J-12	163.89	1.7415	1.24
J-13	165.87	1.6512	0.3
J-14	164.23	1.4577	1.06
J-15	158.35	1.3244	7.65
J-16	157.72	1.3072	7.81
J-17	159.95	1.2298	6.87
J-18	165.26	1.2212	-0.37
J-19	165.61	1.2083	0.2
J-20	167.46	1.1954	2.23
J-21	157.53	1.1696	7.65
J-22	159.9	1.161	6.59
J-23	165.89	1.1266	1.42
J-24	162.87	1.1223	6.51
J-25	163.07	1.1137	3.07
J-26	157.68	1.0793	7.23
J-27	167.26	1.0535	0.61
J-28	164.09	1.0492	4.25
J-29	156.54	1	7.74
J-30	157.98	0.9976	6.44
J-31	157.52	0.9718	7.68
J-32	158.91	0.9374	6.35
J-33	171.46	0.9374	0.16
J-34	158.12	0.9331	7.37
J-35	164.51	0.9245	0.96
J-36	158.33	0.9202	7.11

Tableau IV.5 : Détermination des pressions aux nœuds(suit)

J-37	162.86	0.9159	4.27
J-38	164.88	0.8901	0.91
J-39	163.57	0.8858	-0.28
J-40	163.56	0.8772	4.27
J-41	162.98	0.8643	4.29
J-42	162.36	0.8514	4.32
J-43	158.18	0.8428	7.47
J-44	161.35	0.8428	1.5
J-45	157.91	0.8342	7.21
J-46	157.14	0.8299	7.69
J-47	163.34	0.8299	1.04
J-48	163.63	0.8084	0.99
J-49	159.53	0.8041	6.95
J-50	159.47	0.7998	7.54
J-51	157.45	0.7525	7.27
J-52	160.8	0.7439	7
J-53	168.01	0.7353	1.65
J-54	161.98	0.731	6.83
J-55	159.68	0.7267	6.12
J-56	163.6	0.7224	5.53
J-57	163.42	0.7009	1.04
J-58	167.8	0.688	1.47
J-59	176.83	0.6751	-0.55
J-60	161.3	0.6708	6.6
J-61	163.49	0.6579	1.03
J-62	165.57	0.6493	0.84
J-63	175.45	0.6235	-0.18
J-64	157.53	0.602	7.27
J-65	163.61	0.5934	4.22
J-66	170.54	0.5891	0.45
J-67	163.53	0.5848	4.21
J-68	163.55	0.5805	4.2
J-69	166.38	0.5719	0.66
J-70	163	0.5676	4.89
J-71	158.18	0.5633	7.49
J-72	157.57	0.559	7.27
J-73	158.95	0.559	7.04
J-74	159.36	0.559	7.55
J-75	162.51	0.5461	5.2
J-76	157.07	0.5332	7.34
J-77	158.76	0.5332	7.06

Tableau IV.5 : Détermination des pressions aux nœuds(suit)

J-78	156.25	0.5203	7.66
J-79	167.26	0.5031	0.57
J-80	166.87	0.4988	0.31
J-81	158.11	0.4644	7.65
J-82	166.93	0.4644	0.35
J-83	167.3	0.4558	0.35
J-84	156.69	0.4515	7.47
J-85	157.86	0.4515	7.54
J-86	166.75	0.4429	0.48
J-87	159.61	0.4386	6.11
J-88	159.33	0.43	6.52
J-89	158.28	0.4171	7.11
J-90	166.31	0.4171	0.39
J-91	166.98	0.4171	0.41
J-92	159.23	0.4085	6.47
J-93	166.41	0.4085	0.38
J-94	165.87	0.4085	0.43
J-95	159.7	0.4042	6.87
J-96	159.04	0.4042	6.16
J-97	167.13	0.4042	0.35
J-98	168.58	0.4042	0.19
J-99	167.24	0.3956	0.32
J-100	167.86	0.3956	0.32
J-101	158.77	0.3913	6.92
J-102	164.09	0.3913	0.61
J-103	165.65	0.3913	0.47
J-104	165.87	0.3913	0.45
J-105	165.56	0.3913	0.47
J-106	166.77	0.3913	0.35
J-107	163.65	0.3913	0.98
J-108	167.75	0.3913	0.25
J-109	165.9	0.387	0.45
J-110	165.6	0.387	0.46
J-111	166.28	0.3784	0.41
J-112	166.55	0.3784	0.51
J-113	160.26	0.3741	6.06
J-114	165.38	0.3698	0.54
J-115	165.65	0.3698	0.62
J-116	157.44	0.3526	7.29
J-117	164.33	0.3526	0.59
J-118	166.69	0.3526	0.39

Tableau IV.5 : Détermination des pressions aux nœuds(suit)

J-119	165.2	0.3526	0.67
J-120	166.6	0.3268	0.42
J-121	165.35	0.3268	0.57
J-122	167.41	0.3225	0.28
J-123	164.3	0.3225	0.85
J-124	166.77	0.3182	0.37
J-125	164.35	0.3182	0.58
J-126	164.16	0.3139	0.6
J-127	163.71	0.3139	0.94
J-128	163.72	0.3139	0.94
J-129	165.56	0.3096	0.5
J-130	165.28	0.3096	0.51
J-131	168.56	0.3053	0.21
J-132	166.52	0.3053	0.37
J-133	164.45	0.301	0.58
J-134	164.94	0.301	0.55
J-135	166.61	0.301	0.4
J-136	168.19	0.301	0.26
J-137	166.05	0.2967	0.45
J-138	164.69	0.2967	0.8
J-139	164.62	0.2881	0.56
J-140	164.66	0.2881	0.56
J-141	166.89	0.2838	0.37
J-142	167.06	0.2838	0.33
J-143	165.71	0.2752	0.59
J-144	161.48	0.2709	0.73
J-145	167.88	0.2709	1.09
J-146	158.53	0.2709	6.21
J-147	168.65	0.2623	0.64
J-148	157.55	0.2537	7.27
J-149	165	0.2451	0.69
J-150	159.11	0.2365	6.16
J-151	158.88	0.2322	7.29
J-152	159.25	0.2322	6.14
J-153	167.21	0.23	0.41
J-154	159.59	0.2107	6.91
J-155	159.32	0.2107	6.97
J-156	159.89	0.2107	6.1
J-157	159.48	0.2021	6.95
J-158	167.35	0.2021	0.4
J-159	162.45	0.1935	4.31

Tableau IV.5 : Détermination des pressions aux nœuds(suit)

J-160	169.94	0.1935	0.31
J-161	164.81	0.1935	0.75
J-162	159.46	0.1892	6.11
J-163	159.75	0.1892	6.09
J-164	158.67	0.1892	6.19
J-165	164.78	0.1892	0.75
J-166	159.78	0.1849	6.1
J-167	175.41	0.1806	-0.16
J-168	165.14	0.1677	0.65
J-169	157.25	0.1634	7.29
J-170	164.77	0.1591	0.77
J-171	162.75	0.1505	5.18
J-172	157.34	0.1419	7.29
J-173	164.44	0.1419	0.84
J-174	162.09	0.1376	5.88
J-175	162.73	0.1376	6.46
J-176	165.77	0.1333	4.99
J-177	166.36	0.12	0.5
J-178	168.1	0.1118	1.07
J-179	168.49	0.1118	1.4
J-180	164.94	0.11	0.73
J-181	157.74	0.0774	7.26
J-182	159.22	0.0645	6.14
J-183	166.86	0.0399	0.38

ANNEXES 9**Tableaux V 1: Résultats de la simulation nœuds**

Jonctions	Elévation (m)	Débit de nœud (l/s)	Pression (bar)
J_2	180	0.8155	3
J_3	177.93	1.5435	3.24
J_4	177.46	1.2635	3.28
J_5	176.82	2.142	3.24
J_6	174.18	2.0545	3.55
J_7	173.63	2.1945	3.51
J_8	171.91	1.8305	3.7
J_9	170.94	1.6695	4.04
J_10	170.66	0.504	3.72
J_11	170.54	0.483	3.72
J_12	170.42	0.5145	3.76

J_13	170.28	2.212	3.87
J_14	170.2	0.946	4.02
J_15	169.78	0.77	3.86
J_16	169.77	0.4935	3.85
J_17	169.71	0.6545	3.72
J_18	169.69	1.988	4.05
J_19	169.08	2.0545	3.93
J_20	168.92	0.49	3.93

Tableau V.1: Résultats de la simulation nœuds (suit)

J_21	168.84	0.651	3.8
J_22	168.5	0.665	3.83
J_23	168.42	1.442	4.3
J_24	168.34	0.742	3.85
J_25	168.32	0.5285	3.93
J_26	168.19	0.49	4
J_27	168.17	0.497	3.94
J_28	168.01	1.631	4.11
J_29	168.01	0.7875	3.97
J_30	168	0.9765	4.01
J_31	168	0.6545	3.97
J_32	168	1.68	4.05
J_33	168	0.455	3.98
J_34	168	0.994	3.95
J_35	168	0.553	3.99
J_36	168	1.3	4.03
J_37	167.99	0.6055	3.98
J_38	167.98	0.476	3.96
J_39	167.96	1.7325	4.06
J_40	167.91	0.567	3.98
J_41	167.8	0.4935	3.99
J_42	167.79	0.6475	4
J_43	167.75	0.6965	4.03
J_44	167.74	0.476	3.91
J_45	167.64	0.602	3.92
J_46	167.62	0.637	3.93
J_47	167.35	0.497	4.03
J_48	167.32	0.63	3.95
J_49	167.27	0.644	4.03
J_50	167.17	1.2775	4.29

J_51	167.17	0.7455	4.11
J_52	167.14	1.0535	4.29
J_53	167.07	0.952	4.1
J_54	166.97	1.043	4.17
J_55	166.96	0.6335	4.06
J_56	166.94	0.6825	4.05
J_57	166.93	1.19	4.04

Tableau V.1: Résultats de la simulation nœuds (suit)

J_58	166.87	0.504	3.99
J_59	166.84	0.6545	4.07
J_60	166.73	1.1515	4.2
J_61	166.72	1.463	4.38
J_62	166.61	0.602	4.02
J_63	166.61	0.6755	4.07
J_64	166.49	1.323	4.21
J_65	166.47	1.2985	4.25
J_66	166.47	0.4795	4.17
J_67	166.45	0.616	4.03
J_68	166.41	0.5145	4.04
J_69	166.39	0.483	4.11
J_70	166.38	0.637	4.2
J_71	166.35	0.553	4.18
J_72	166.35	0.476	4.05
J_73	166.33	0.637	4.11
J_74	166.31	0.4375	4.05
J_75	166.25	0.602	4.07
J_76	166.2	0.8785	4.22
J_77	166.04	0.637	4.1
J_78	166.02	2.611	4.22
J_79	166	0.6755	4.19
J_80	166	0.5985	4.15
J_81	165.97	0.882	4.26
J_82	165.94	0.6195	4.09
J_83	165.92	0.6755	4.14
J_84	165.79	1.547	4.27
J_85	165.62	1.5435	4.7
J_86	165.51	1.4315	4.39
J_87	165.43	1.764	4.36
J_88	165.38	0.9765	4.27

J_89	165.26	0.707	4.71
J_90	165.24	0.4935	4.33
J_91	165.22	0.5005	4.16
J_92	165.18	0.63	4.18
J_93	165.15	1.6415	4.52
J_94	165.14	0.6685	4.2

Tableau V.2: Résultats de la simulation nœuds (suit)

J_95	165.08	0.987	4.48
J_96	165.07	1.967	4.65
J_97	164.99	1.029	4.59
J_98	164.94	1.253	4.34
J_99	164.93	0.9065	4.23
J_100	164.76	1.54	4.42
J_101	164.75	1.085	4.67
J_102	164.73	1.253	4.39
J_103	164.69	1.274	4.47
J_104	164.48	0.994	4.45
J_105	164.47	0.868	4.4
J_106	164.47	0.6825	4.4
J_107	164.45	0.7735	4.5
J_108	164.41	1.274	4.49
J_109	164.39	0.5845	4.41
J_110	164.38	0.483	4.26
J_111	164.37	1.2705	4.81
J_112	164.19	0.8225	4.43
J_113	164.19	0.518	4.51
J_114	164	0.742	4.46
J_115	164	0.8855	4.88
J_116	164	0.9415	4.53
J_117	164	0.5215	4.31
J_118	164	1.61	4.43
J_119	164	0.8225	4.46
J_120	164	2.24	4.45
J_121	164	0.798	4.46
J_122	164	0.5075	4.45
J_123	164	0.3535	4.46
J_124	164	0.448	4.45
J_125	164	0.455	4.45
J_126	164	1.092	4.46

J_127	164	1.085	4.89
J_128	163.94	1.6415	4.49
J_129	163.89	1.3335	4.53
J_130	163.86	0.826	4.5
J_131	163.79	1.19	5.01

Tableau V.1: Résultats de la simulation nœuds (suit)

J_132	163.72	1.071	4.75
J_133	163.7	0.602	4.55
J_134	163.67	0.728	4.45
J_135	163.63	0.854	4.64
J_136	163.58	1.162	4.56
J_137	163.42	1.309	4.95
J_138	163.37	3.1185	4.53
J_139	163.2	1.9215	4.43
J_140	163.15	1.8725	4.61
J_141	163.06	0.679	4.53
J_142	162.99	0.399	4.54
J_143	162.93	0.511	4.48
J_144	162.87	0.945	4.84
J_145	162.79	1.4045	4.85
J_146	162.79	0.7245	4.91
J_147	162.71	2.0545	4.78
J_148	162.49	1.967	5.1
J_149	162.46	0.4165	4.43
J_150	162.26	1.113	4.61
J_151	162.26	0.581	4.7
J_152	162.18	1.2425	4.71
J_153	162.17	0.693	4.65
J_154	162	1.806	5.3
J_155	162	1.113	4.66
J_156	162	2.2225	4.62
J_157	162	0.903	4.63
J_158	162	1.6975	4.63
J_159	162	2.0475	5.1
J_160	162	0.924	4.68
J_161	162	0.504	4.73
J_162	161.97	0.8015	4.77
J_163	161.95	0.8015	4.73
J_164	161.87	0.525	4.79

J_165	161.85	1.61	4.66
J_166	161.67	0.9555	4.96
J_167	161.64	1.2145	4.83
J_168	161.56	1.2495	4.99

Tableau V.1: Résultats de la simulation nœuds (suit)

J_169	161.37	0.3535	4.79
J_170	161.35	0.987	4.76
J_171	161.27	0.791	4.84
J_172	161.23	1.523	4.83
J_173	161.22	0.574	4.81
J_174	161	0.4515	4.85
J_175	160.99	1.1865	5.38
J_176	160.9	1.0885	5.09
J_177	160.87	1.4	4.88
J_178	160.83	1.442	5.3
J_179	160.77	0.994	4.77
J_180	160.74	0.637	4.88
J_181	160.71	0.15	4.88
J_182	160.52	0.98	4.87
J_183	160.4	3.56	4.88
J_184	160.33	0.42	4.81
J_185	160.3	0.9695	5.09
J_186	160.28	0.966	5.1
J_187	160.2	1.4	4.93
J_188	160	1.1165	5.18
J_189	160	1.813	4.82
J_190	159.94	1.0045	4.85
J_191	159.87	1.4175	5.53
J_192	159.71	0.588	4.86
J_193	159.61	1.169	4.88
J_194	159.43	0.434	4.72
J_195	159.4	0.7875	5.76
J_196	159.28	0.882	4.91
J_197	159.17	0.8645	4.92
J_198	159.12	0.7945	5.26
J_199	158.82	0.7805	4.95
J_200	158.77	0.7525	4.97
J_201	158.73	0.3255	4.96
J_202	158.52	0.8925	5.62

J_203	158.44	0.28	4.99
J_204	158.37	0.2555	5.02
J_205	158.36	0.6335	4.99
J_206	158.15	0.9485	5.06
J_207	158.1	1.372	5.33
J_208	158.03	1.3615	5.04
J_209	158	0.631	5.61
J_210	158	2.3275	5.71
J_211	158	1.183	5.44
J_212	158	2.919	5.26
J_213	157.88	0.749	5.07
J_214	157.83	0.4935	5.08
J_215	157.71	0.448	5.41
J_216	157.7	1.442	5.1
J_217	157.69	1.2575	5.37
J_218	157.39	1.484	5.16
J_219	157.3	2.156	5.15
J_220	157.2	1.09	5.68
J_221	156.72	1.946	5.31
J_222	156.67	1.1585	5.62
J_223	156.41	1.722	5.32
J_224	156.24	1.6065	5.58
J_225	156.13	1.029	5.24
J_226	156.09	1.1515	5.59
J_227	156	1.274	5.53
J_228	154.35	0.7455	5.37
J_229	154.1	1.1305	5.4

ANNEXES 10

Tableaux V 2: Résultats de la simulation sur les conduites

N°_conduit	Longure(m)	Diamètre (mm)	Vitesse (m ² /s)	Débit de route (l/s)	Perte de charge (m)
p-1	36.72	352.6	2.4	234.634	0.52
p-2	793.56	352.6	2.4	234.634	11.27
p-3	576.44	352.6	5.1	498.1794	33
p-4	62.69	277.6	1.34	81.3193	0.4
p-5	93.45	277.6	1.54	93.4885	0.77
p-6	157.19	277.6	1.54	93.4885	1.3
p-7	132.68	277.6	1.64	99.3843	1.23
p-8	65.12	277.6	1.64	99.3843	0.6

p-9	81.49	220.4	1.33	50.5708	0.67
p-10	150.69	220.4	1.27	48.559	1.14
p-11	77.68	220.4	1.04	39.543	0.4
p-12	213.32	176.2	0.3	7.3589	0.15
p-13	39.71	176.2	1.27	30.9491	0.39
p-14	141.52	176.2	0.42	10.1402	0.18
p-15	331.35	176.2	0.86	20.8513	1.56
p-16	42.67	176.2	0.39	9.5388	0.05
p-17	78.88	176.2	1.41	34.2956	0.93
p-18	74.43	176.2	1.53	37.2212	1.02
p-19	102.53	176.2	0.9	22.0065	0.53
p-20	6.06	176.2	0.65	15.7375	0.02
p-21	406.98	176.2	0.65	15.7375	1.14
p-22	9.56	176.2	0.91	22.1258	0.05
p-23	289.35	176.2	0.91	22.1258	1.52
p-24	174.58	176.2	1.55	37.7035	2.46
p-25	14.07	176.2	1.55	37.7035	0.2
p-26	13.04	176.2	0.27	6.4809	0.01
p-27	20.55	176.2	0.27	6.4809	0.01
p-28	56.28	176.2	1.17	28.5056	0.47
p-29	13.48	176.2	1.17	28.5055	0.11
p-30	19.4	176.2	0.61	14.7745	0.05
p-31	71.58	176.2	0.61	14.7745	0.18
p-32	6.15	176.2	1.15	28.0576	0.05
p-33	52.04	176.2	1.15	28.0576	0.42
p-34	11.13	176.2	1.62	39.4249	0.17
p-35	99.21	176.2	1.62	39.4249	1.52
p-36	18.85	176.2	1.22	29.8559	0.17
p-37	92.16	176.2	1.22	29.8559	0.84
p-38	99.93	176.2	1.68	40.9738	1.64
p-39	14.2	176.2	1.68	40.9737	0.23
p-40	12.6	176.2	1.77	43.1236	0.23
p-41	101.32	176.2	1.77	43.1235	1.83
p-42	5.68	176.2	0.76	18.4465	0.02
p-43	47.21	176.2	0.76	18.4465	0.18
p-44	201.45	176.2	0.54	13.1762	0.41
p-45	5.94	176.2	0.54	13.1762	0.01
p-46	4.84	176.2	0.27	6.5213	0
p-47	74.32	176.2	0.27	6.5213	0.04
p-48	70.7	176.2	0.27	6.5137	0.04

Tableau V. 2: Résultats de la simulation sur les conduites (suit)

p-49	7.65	176.2	0.27	6.5137	0
p-50	169.67	176.2	0.53	12.9464	0.33
p-51	3.54	176.2	0.53	12.9463	0.01
p-52	168.85	141	0.69	10.8004	0.7
p-53	81.09	141	0.51	7.9706	0.19
p-54	84.06	141	0.42	6.6074	0.14
p-55	37.96	141	0.16	2.5204	0.01
p-56	77.56	141	1.31	20.4447	1.04
p-57	13.08	141	0.52	8.1499	0.03
p-58	55.28	141	0.72	11.3014	0.25
p-59	80.59	141	0.52	8.0546	0.19
p-60	19.64	141	0.49	7.7011	0.04
p-61	187.19	141	0.38	5.9589	0.26
p-62	77.21	141	1.53	23.881	1.38
p-63	73.21	141	1.61	25.1389	1.44
p-64	68.66	141	1.11	17.38	0.68
p-65	252.54	141	1.02	15.9105	2.13
p-66	70.15	141	0.88	13.7927	0.45
p-67	72.61	141	0.86	13.4892	0.45
p-68	76.85	141	0.62	9.673	0.26
p-69	114.7	141	1.19	18.6359	1.3
p-70	87.47	141	0.41	6.4401	0.14
p-71	79.49	141	0.88	13.6938	0.51
p-72	35.12	141	0.24	3.794	0.02
p-73	53.04	141	0.38	5.9505	0.07
p-74	40.67	141	0.76	11.9247	0.2
p-75	38.32	141	0.3	4.6107	0.03
p-76	49.09	141	0.49	7.5776	0.1
p-77	61.1	141	0.81	12.6726	0.34
p-78	7.84	141	0.37	5.781	0.01
p-79	97.22	141	0.37	5.781	0.13
p-80	18.18	141	0.57	8.8782	0.05
p-81	67.5	141	0.57	8.8782	0.19
p-82	202.68	141	0.26	4.0426	0.14
p-83	9.31	141	0.26	4.0426	0.01
p-84	6.6	141	0.52	8.0694	0.02
p-85	66.72	141	0.52	8.0694	0.16
p-86	41.93	141	0.35	5.4165	0.05

Tableau V. 2 : Résultats de la simulation sur les conduites (suit)

p-87	13.34	141	0.35	5.4165	0.02
p-88	10.39	141	0.9	14.1259	0.07
p-89	48.02	141	0.9	14.1259	0.33
p-90	185.37	141	0.56	8.8186	0.52
p-91	9.77	141	0.56	8.8187	0.03
p-92	52.46	141	1.84	28.7563	1.33
p-93	5.16	141	1.84	28.7563	0.13
p-94	6.58	141	0.83	13.0132	0.04
p-95	48.73	141	0.83	13.0132	0.28
p-96	309.48	141	0.4	6.1835	0.45
p-97	36.59	141	0.4	6.1835	0.05
p-98	7.12	141	0.34	5.3074	0.01
p-99	164.28	141	0.34	5.3074	0.18
p-100	111.77	141	0.26	4.0241	0.07
p-101	5.77	141	0.26	4.0241	0
p-102	5.18	141	0.16	2.5624	0
p-103	71.9	141	0.16	2.5624	0.02
p-104	64.06	141	0.47	7.3486	0.13
p-105	3.5	141	0.47	7.3486	0.01
p-106	48.18	141	0.6	9.4084	0.15
p-107	10.21	141	0.6	9.4083	0.03
p-108	36.18	141	0.02	0.2344	0
p-109	8.7	141	0.02	0.2343	0
p-110	35.71	141	0.44	6.8771	0.06
p-111	6.76	141	0.44	6.8771	0.01
p-112	166.43	110.2	0.78	7.4392	1.14
p-113	164.69	110.2	0.66	6.2807	0.83
p-114	98.69	110.2	0.56	5.3258	0.36
p-115	303.69	110.2	0.76	7.2083	1.97
p-116	98.73	110.2	0.57	5.4052	0.38
p-117	88.52	110.2	0.66	6.2765	0.44
p-118	221.75	110.2	0.62	5.8816	0.99
p-119	251.06	110.2	0.9	8.6072	2.26
p-120	47.43	110.2	1	9.508	0.51
p-121	52.18	110.2	0.94	9.0125	0.51
p-122	23.01	110.2	0.46	4.4261	0.06
p-123	111.96	110.2	1.05	10.0312	1.34

Tableau V. 2 : Résultats de la simulation sur les conduites (suit)

p-124	72.57	110.2	0.34	3.2487	0.11
p-125	58.96	110.2	0.62	5.9286	0.27
p-126	221.22	110.2	0.44	4.2346	0.53
p-127	189.58	110.2	0.68	6.5134	1.02
p-128	100.03	110.2	0.32	3.022	0.13
p-129	189.71	110.2	1.03	9.8385	2.19
p-130	28.03	110.2	0.44	4.182	0.07
p-131	188.94	110.2	0.66	6.3199	0.96
p-132	109.41	110.2	0.54	5.1823	0.38
p-133	74.85	110.2	0.81	7.7404	0.55
p-134	102.3	110.2	0.17	1.6159	0.04
p-135	51.63	110.2	0.95	9.0781	0.51
p-136	207.47	110.2	0.45	4.2573	0.51
p-137	207.17	110.2	0.37	3.5595	0.36
p-138	78.61	110.2	0.21	2.0395	0.05
p-139	208.72	110.2	0.33	3.1714	0.3
p-140	78.47	110.2	0.18	1.7344	0.04
p-141	207.62	110.2	0.34	3.2714	0.31
p-142	8.89	110.2	0.49	4.6743	0.03
p-143	279.01	110.2	0.49	4.6743	0.81
p-144	18.88	110.2	0.87	8.3271	0.16
p-145	176.55	110.2	0.87	8.3271	1.49
p-146	128.56	110.2	0.92	8.801	1.2
p-147	26.66	110.2	0.92	8.801	0.25
p-148	122.46	110.2	0.52	4.9925	0.4
p-149	34.01	110.2	0.52	4.9925	0.11
p-150	131.67	110.2	0.4	3.839	0.27
p-151	24.88	110.2	0.4	3.839	0.05
p-152	8.64	110.2	1.02	9.7363	0.1
p-153	159.2	110.2	1.02	9.7363	1.8
p-154	268.14	110.2	1.1	10.5149	3.49
p-155	7.09	110.2	1.1	10.5149	0.09
p-156	180.09	110.2	0.46	4.3592	0.46
p-157	10.76	110.2	0.46	4.3592	0.03
p-158	8.78	110.2	0.26	2.4942	0.01
p-159	41.69	110.2	0.26	2.4942	0.04
p-160	62.16	110.2	0.3	2.9004	0.07

Tableau V. 2 : Résultats de la simulation sur les conduites (suit)

p-161	10.47	110.2	0.3	2.9003	0.01
p-162	5	96.9	0.48	3.5485	0.02
p-163	44.11	96.9	0.48	3.5485	0.14
p-164	185.7	96.8	0.36	2.6747	0.36
p-165	186.75	96.8	0.36	2.6387	0.35
p-166	186.36	96.8	0.33	2.4181	0.3
p-167	72.08	96.8	0.46	3.383	0.22
p-168	72.65	96.8	1.12	8.2649	1.14
p-169	73.99	96.8	1.52	11.166	2.03
p-170	115.54	96.8	1.01	7.4652	1.5
p-171	73.29	96.8	0.86	6.299	0.7
p-172	120.04	96.8	0.88	6.5086	1.21
p-173	76.51	96.8	0.77	5.6645	0.6
p-174	148.88	96.8	0.86	6.2997	1.41
p-175	87.54	96.8	1.02	7.4831	1.14
p-176	74.36	96.8	0.56	4.0996	0.32
p-177	73.56	96.8	0.54	3.9518	0.29
p-178	100.62	96.8	0.73	5.3842	0.71
p-179	24.17	96.8	0.45	3.293	0.07
p-180	74.31	96.8	0.58	4.267	0.34
p-181	161.75	96.8	0.24	1.7933	0.15
p-182	7.7	96.8	0.73	5.4053	0.05
p-183	158.14	96.8	0.73	5.4053	1.13
p-184	39.17	96.8	1.31	9.6654	0.82
p-185	11.88	96.8	1.31	9.6654	0.25
p-186	142.24	96.8	0.85	6.2427	1.33
p-187	8.85	96.8	0.85	6.2427	0.08
p-188	131.38	96.8	0.67	4.918	0.79
p-189	6.39	96.8	0.67	4.9179	0.04
p-190	46.91	96.8	0.32	2.3814	0.07
p-191	46.21	96.8	0.23	1.6908	0.04
p-192	47.13	96.8	0.06	0.4621	0
p-193	56.62	96.8	0.34	2.511	0.1
p-194	46.47	96.8	0.12	0.868	0.01
p-195	43.87	96.8	0.4	2.9429	0.1
p-196	50.68	96.8	0.56	4.1033	0.22
p-197	47.33	96.8	0.73	5.3562	0.33

Tableau V. 2: Résultats de la simulation sur les conduites (suit)

p-198	47.62	96.8	0.37	2.6956	0.09
p-199	44.98	96.8	0.19	1.3731	0.03
p-200	46.96	96.8	0.01	0.0695	0
p-201	45.03	96.8	0.17	1.2417	0.02
p-202	46.36	96.8	0.16	-1.2065	0.02
p-203	43.68	96.8	0.03	-0.1867	0
p-204	36.61	96.8	0.43	3.1642	0.1
p-205	29.03	96.8	0.43	3.1642	0.08
p-206	10.69	96.8	0.53	3.9095	0.04
p-207	69.95	96.8	0.53	3.9094	0.27
p-208	182.48	79.2	0.25	1.247	0.23
p-209	82.6	79.2	0.09	0.4504	0.02
p-210	9.61	79.2	0.16	0.7759	0.01
p-211	55.68	79.2	0.18	0.9083	0.04
p-212	144.4	79.2	0.26	1.2828	0.19
p-213	55.52	79.2	0.04	0.1967	0
p-214	143.43	79.2	0.26	1.283	0.19
p-215	102.17	79.2	0.06	0.2959	0.01
p-216	98.76	79.2	0.06	0.3045	0.01
p-217	72.23	79.2	0.07	0.3551	0.01
p-218	144.8	79.2	0.26	1.2701	0.19
p-219	25.46	79.2	0.34	1.6779	0.06
p-220	34.39	79.2	0.31	1.5347	0.06
p-221	143.07	79.2	0.25	1.2138	0.17
p-222	32.82	79.2	0.67	3.2963	0.25
p-223	153.97	79.2	0.24	1.1662	0.17
p-224	209	79.2	0.14	0.6747	0.08
p-225	71.08	79.2	0.25	1.2272	0.09
p-226	84.68	79.2	0.5	2.4707	0.38
p-227	26.12	79.2	0.71	3.5081	0.22
p-228	96.37	79.2	0.64	3.1511	0.67
p-229	48.35	79.2	0.38	1.8687	0.13
p-230	81.57	79.2	0.35	1.7238	0.19
p-231	102.96	79.2	0.49	2.4187	0.44
p-232	66.77	79.2	0.55	2.7084	0.35
p-233	47.82	79.2	0.36	1.7761	0.12
p-234	47.48	79.2	0.22	1.0944	0.05

Tableau V. 2: Résultats de la simulation sur les conduites (suit)

p-235	188.25	79.2	0.18	0.9062	0.13
p-236	99.86	79.2	0.3	1.4864	0.17
p-237	72.34	79.2	0.11	0.5308	0.02
p-238	45.78	79.2	0.38	1.8512	0.12
p-239	46.98	79.2	0.51	2.5076	0.22
p-240	44.05	79.2	0.11	0.5487	0.01
p-241	47.12	79.2	0.07	0.3479	0.01
p-242	45.99	79.2	0.05	0.2423	0
p-243	53.44	79.2	0.01	0.0485	0
p-244	53.18	79.2	0.06	0.3027	0
p-245	48.49	79.2	0.12	0.6096	0.02
p-246	43.49	79.2	0.2	0.9827	0.04
p-247	47.18	79.2	0.34	1.6959	0.1
p-248	57.94	79.2	0.34	1.66	0.12
p-249	46.31	79.2	0.28	1.3832	0.07
p-250	46.45	79.2	0.41	1.9962	0.14
p-251	286.83	79.2	0.21	1.0184	0.25
p-252	75.05	79.2	0.45	2.1939	0.27
p-253	287.37	79.2	0.13	-0.6338	0.1
p-254	148.21	79.2	0.15	0.7341	0.07
p-255	81.32	79.2	0.4	1.9727	0.24
p-256	151.38	79.2	0.31	1.5145	0.27
p-257	146.79	79.2	0.17	0.8276	0.09
p-258	191.56	79.2	0.23	1.115	0.2
p-259	190.06	79.2	0.12	0.6033	0.06
p-260	73.41	79.2	0.32	1.598	0.15
p-261	100.04	79.2	0.44	2.1804	0.35
p-262	135.78	79.2	0.63	3.0923	0.92
p-263	73.02	79.2	0.23	1.1194	0.08
p-264	50.83	79.2	0.08	0.4148	0.01
p-265	29.27	79.2	0.05	0.2229	0
p-266	45.54	79.2	0.4	1.9545	0.13
p-267	34.96	79.2	0.53	2.5957	0.17
p-268	41.22	79.2	0.33	1.6074	0.08
p-269	219.1	79.2	0.16	0.7978	0.12
p-270	71.94	79.2	0.27	1.3476	0.1
p-271	163.48	79.2	0.37	1.8276	0.42

Tableau V. 2 : Résultats de la simulation sur les conduites (suit)

p-272	71.76	79.2	0.28	1.4003	0.11
p-273	37.82	79.2	0.37	1.8258	0.1
p-274	121.23	79.2	0.06	0.303	0.01
p-275	79.47	79.2	0.14	0.6737	0.03
p-276	48.26	79.2	0.1	0.4974	0.01
p-277	30.17	79.2	0.2	0.9799	0.02
p-278	39.29	79.2	0.24	1.1709	0.04
p-279	36.43	79.2	0.25	1.2151	0.04
p-280	45.21	79.2	0.19	0.9225	0.03
p-281	47.72	79.2	0.57	2.7979	0.27
p-282	30.02	79.2	0.49	2.4083	0.13
p-283	32.42	79.2	0.07	0.3319	0
p-284	45.93	79.2	0.03	0.1702	0
p-285	47.7	79.2	0.07	0.3207	0
p-286	48.05	79.2	0	0.0135	0
p-287	70.09	79.2	0.05	0.2648	0
p-288	41.85	79.2	0.06	0.3154	0
p-289	45.13	79.2	0.04	0.1971	0
p-290	44.6	79.2	0.07	-0.3281	0
p-291	60.36	79.2	0.76	3.7201	0.57
p-292	82.04	79.2	0.33	1.6456	0.17
p-293	38.48	79.2	0.37	1.846	0.1
p-294	75.43	79.2	0.22	1.0652	0.07
p-295	46.49	79.2	0.5	2.4721	0.21
p-296	53.17	79.2	0.46	2.2757	0.2
p-297	46.27	79.2	0.31	1.5062	0.08
p-298	50.07	79.2	0.26	1.2632	0.06
p-299	109.17	79.2	0.49	2.4001	0.46
p-300	155.75	79.2	0.07	0.3612	0.02
p-301	53.93	79.2	0.06	0.2748	0
p-302	113.02	79.2	0.21	1.0441	0.1
p-303	57.19	79.2	0.47	2.3217	0.23
p-304	36.33	79.2	0.29	1.4271	0.06
p-305	56.34	79.2	0.71	3.5206	0.48
p-306	51.85	79.2	0.53	2.5975	0.25
p-307	55.76	79.2	0.76	3.7334	0.53
p-308	52.24	79.2	0.32	1.582	0.1

Tableau V. 2 : Résultats de la simulation sur les conduites (suit)

p-309	80.49	79.2	0.06	0.28	0.01
p-310	120.39	79.2	0.09	0.42	0.02
p-311	143.91	79.2	0.56	2.7461	0.78
p-312	43.52	79.2	0.17	0.8592	0.03
p-313	95.89	79.2	0.18	0.8928	0.06
p-314	73.82	79.2	0.32	1.5535	0.14
p-315	149.84	79.2	0.34	1.6705	0.32
p-316	48.06	79.2	0.52	2.5383	0.23
p-317	43.65	79.2	0.37	1.8147	0.11
p-318	44.29	79.2	0.3	1.4546	0.07
p-319	44.1	79.2	0.03	0.137	0
p-320	44.12	79.2	0.12	0.576	0.01
p-321	48.73	79.2	0.34	1.656	0.1
p-322	47.9	79.2	0.58	2.8505	0.28
p-323	42.91	79.2	0.32	1.5951	0.08
p-324	42.35	79.2	0.05	0.2675	0
p-325	45.05	79.2	0.06	0.3053	0
p-326	41.53	79.2	0.08	0.3768	0.01
p-327	45.43	79.2	0.02	0.1029	0
p-328	42.34	79.2	0.11	0.5501	0.01
p-329	44.62	79.2	0.12	0.5756	0.01
p-330	46.48	79.2	0.06	0.2905	0
p-331	33.37	79.2	0.05	0.2331	0
p-332	42.39	79.2	0.31	1.5121	0.08
p-333	83.02	79.2	0.4	1.9914	0.25
p-334	135.46	79.2	0.19	0.9232	0.1
p-335	70.21	79.2	0.1	0.5017	0.02
p-336	35.16	79.2	0.08	0.4164	0.01
p-337	93.99	79.2	0.33	1.6145	0.19
p-338	79.8	79.2	0.14	0.6856	0.03
p-339	43.67	79.2	0.26	1.2858	0.06
p-340	49.65	79.2	0.19	0.9491	0.04
p-341	69.66	79.2	0.11	0.5517	0.02
p-342	33.7	79.2	0.02	0.1113	0
p-343	59.9	79.2	0.16	0.8102	0.03
p-344	59.53	79.2	0.04	0.1754	0
p-345	25.9	79.2	0.23	1.118	0.03

Tableau V. 2 : Résultats de la simulation sur les conduites (suit)

p-346	165.67	79.2	0.32	1.5751	0.32
p-347	102.6	79.2	0.72	3.56	0.9
p-348	96.62	79.2	0.17	0.8132	0.05
p-349	7.3	79.2	0.17	0.8132	0
p-350	41.61	79.2	0.35	1.7304	0.1
p-351	45.24	79.2	0.35	1.7305	0.1
p-352	42.49	79.2	0.41	2	0.13
p-353	45.95	79.2	0.41	2	0.14
p-354	133.48	79.2	0.37	1.8385	0.34
p-355	24	79.2	0.37	1.8385	0.06
p-356	146.21	79.2	0.12	-0.5691	0.04
p-357	9.35	79.2	0.12	-0.5691	0
p-358	132.6	79.2	0.2	0.9815	0.11
p-359	24.71	79.2	0.2	0.9815	0.02
p-360	47.6	79.2	0.14	0.6995	0.02
p-361	42.54	79.2	0.12	0.6103	0.01
p-362	7.34	79.2	0.07	0.3342	0
p-363	121.68	79.2	0.07	0.3342	0.01
p-364	7.64	79.2	0.24	1.2033	0.01
p-365	121.47	79.2	0.24	1.2033	0.14
p-366	225.22	79.2	0.46	2.2521	0.85
p-367	7.18	79.2	0.46	2.2522	0.03
p-368	79.22	79.2	0.07	0.3531	0.01
p-369	4.61	79.2	0.07	0.3531	0
p-370	133.57	79.2	0.19	0.9585	0.1
p-371	5.76	79.2	0.19	0.9585	0
p-372	165.22	79.2	0.1	0.4831	0.04
p-373	15.74	79.2	0.1	0.4831	0
p-374	39	79.2	0.41	2.0093	0.12
p-375	9.9	79.2	0.41	2.0093	0.03
p-376	54.49	79.2	0.69	3.4081	0.44
p-377	18.89	79.2	0.69	3.4081	0.15
p-378	4.71	79.2	0.29	1.4444	0.01
p-379	40.15	79.2	0.29	1.4444	0.07
p-380	3.77	79.2	0.16	0.7877	0
p-381	94.89	79.2	0.16	0.7877	0.05

Tableau V. 2 : Résultats de la simulation sur les conduites (suit)

p-382	37.38	79.2	0.6	2.9717	0.23
p-383	5.17	79.2	0.6	2.9717	0.03
p-384	4.72	79.2	0.03	0.1722	0
p-385	54.01	79.2	0.19	0.9522	0.04
p-386	10.39	79.2	0.19	0.9522	0.01
p-387	9.39	79.2	0.22	1.0602	0.01
p-388	160.1	79.2	0.22	1.0602	0.15
p-389	3.86	79.2	0.34	1.6981	0.01
p-390	91.35	79.2	0.34	1.6981	0.2
p-391	49.23	66	0.1	0.3578	0.01
p-392	44.14	66	0.21	-0.7139	0.05
p-393	45.84	66	0.4	1.3589	0.16
p-394	46.71	66	0.41	1.4161	0.18
p-395	57.07	66	0.31	1.047	0.13
p-396	47.96	66	0.4	1.3623	0.17
p-397	46.53	66	0.27	0.9318	0.08
p-398	47.15	66	0.33	1.1206	0.12
p-399	48.23	66	0.18	0.6107	0.04
p-400	56.34	66	0.34	1.1617	0.15
p-401	46.3	66	0.51	1.7416	0.26
p-402	50.22	66	0.11	0.3736	0.02
p-403	45.89	66	0.22	0.745	0.05
p-404	45.61	66	0.39	1.3234	0.16
p-405	42.3	66	0.37	1.2778	0.14
p-406	8.53	66	0.37	1.2778	0.03
p-407	38.68	66	0.35	1.2138	0.11
p-408	8.03	66	0.35	1.2139	0.02
p-409	36.83	66	0.37	1.272	0.12
p-410	8.52	66	0.37	1.272	0.03
p-411	9.61	66	0.34	1.172	0.03
p-412	18.77	66	0.34	1.172	0.05
p-413	84.93	55.4	0.17	0.4148	0.08
p-414	28.47	55.4	0.01	0.0335	0
p-415	30.94	55.4	0.01	0.0174	0
p-416	26.72	55.4	0.04	0.1062	0
p-417	33.77	55.4	0.05	0.1178	0
p-418	45.72	55.4	0.19	0.4677	0.05

Tableau V. 2: Résultats de la simulation sur les conduites (suit)

p-419	45.67	55.4	0.38	0.9076	0.18
p-420	74.91	55.4	0.11	0.2583	0.03
p-421	12.42	55.4	0.08	0.1949	0
p-422	45.51	55.4	0.06	0.1422	0.01
p-423	43.9	55.4	0.12	0.2808	0.02
p-424	229.9	55.4	0.08	0.195	0.05
p-425	43.3	55.4	0.09	0.2144	0.01
p-426	43.41	55.4	0.2	0.4916	0.06
p-427	44.39	55.4	0.23	0.5574	0.07
p-428	154.58	55.4	0.09	0.2223	0.05
p-429	81.84	55.4	0.13	0.3134	0.05
p-430	64.22	55.4	0.11	0.2533	0.02
p-431	28.62	55.4	0.25	0.5945	0.05
p-432	55.4	55.4	0.25	0.5945	0.1
p-433	5.02	55.4	0.08	0.1831	0
p-434	93.48	55.4	0.08	0.1831	0.02
p-435	40.01	35.2	0.36	0.3509	0.25
p-436	46.54	35.2	0.63	0.6106	0.81
p-437	48.26	35.2	0.33	0.3242	0.26
p-438	75.15	35.2	0.09	0.0883	0.04
p-439	45.36	35.2	0.42	0.4136	0.38
p-440	47	35.2	0.56	0.5403	0.65
p-441	32.3	35.2	0.15	0.1476	0.04
p-442	46.53	35.2	0.52	0.503	0.56
p-443	47.66	35.2	0.78	0.7581	1.24
p-444	32.09	35.2	0.36	0.3546	0.2
p-445	48.48	35.2	0.84	0.8136	1.43
p-446	47.7	35.2	0.85	0.829	1.46
p-447	48.35	35.2	0.87	0.8511	1.55
p-448	49.2	35.2	0.76	0.7384	1.22
p-449	79.14	35.2	0.19	0.1844	0.15
p-450	47.92	35.2	0.2	0.1971	0.1
p-451	48.39	35.2	0.5	0.4863	0.55
p-452	49.43	35.2	0.67	0.6564	0.98
p-453	47.84	35.2	0.63	0.6087	0.83
p-454	44.69	35.2	0.31	0.3045	0.21
p-455	47.52	35.2	0.84	0.8212	1.43

p-456	209.25	35.2	0.03	0.0308	0.01
p-457	22.31	35.2	0.03	0.0308	0
p-458	177.96	35.2	0.15	0.1458	0.22
p-459	12.61	35.2	0.15	0.1458	0.02
p-460	44.62	35.2	0.1	0.1017	0.03
p-461	36.69	35.2	0.1	0.1017	0.02
p-462	22.55	35.2	0.72	0.6995	0.5
p-463	26.9	35.2	0.63	0.6103	0.47
p-464	418.07	35.2	0.18	0.1721	0.7

cas de point+ incendie

ANNEXES 10

Tableaux V 3: Résultats de la simulation nœuds

Jonctions	Elévation (m)	Débit de nœud (l/s)	Pression (bar)
J_2	180	0.8155	2.62
J_3	177.93	18.5435	2.78
J_4	177.46	1.2635	2.93
J_5	176.82	2.142	2.9
J_6	174.18	2.0545	3.23
J_7	173.63	2.1945	3.18
J_8	171.91	1.8305	3.38
J_9	170.94	1.6695	3.75
J_10	170.66	0.504	3.41
J_11	170.54	0.483	3.41
J_12	170.42	0.5145	3.45
J_13	170.28	2.212	3.55
J_14	170.2	0.946	3.73
J_15	169.78	0.77	3.54
J_16	169.77	0.4935	3.53
J_17	169.71	0.6545	3.41
J_18	169.69	1.988	3.72
J_19	169.08	2.0545	3.62
J_20	168.92	0.49	3.61
J_21	168.84	0.651	3.5
J_22	168.5	0.665	3.53

Tableau V.3: Résultats de la simulation nœuds (suit)

J_23	168.42	1.442	4
J_24	168.34	0.742	3.54
J_25	168.32	0.5285	3.62
J_26	168.19	0.49	3.69
J_27	168.17	0.497	3.64
J_28	168.01	1.631	3.82
J_29	168.01	0.7875	3.67
J_30	168	0.9765	3.73
J_31	168	0.6545	3.68
J_32	168	1.68	3.77
J_33	168	0.455	3.69
J_34	168	0.994	3.65
J_35	168	0.553	3.7
J_36	168	1.3	3.76
J_37	167.99	0.6055	3.69
J_38	167.98	0.476	3.67
J_39	167.96	1.7325	3.74
J_40	167.91	0.567	3.69
J_41	167.8	0.4935	3.69
J_42	167.79	0.6475	3.7
J_43	167.75	0.6965	3.76
J_44	167.74	0.476	3.6
J_45	167.64	0.602	3.61
J_46	167.62	0.637	3.62
J_47	167.35	0.497	3.73
J_48	167.32	0.63	3.64
J_49	167.27	0.644	3.74
J_50	167.17	1.2775	4
J_51	167.17	0.7455	3.79
J_52	167.14	1.0535	4
J_53	167.07	0.952	3.82
J_54	166.97	1.043	3.88
J_55	166.96	0.6335	3.77
J_56	166.94	0.6825	3.75
J_57	166.93	1.19	3.74
J_58	166.87	0.504	3.69
J_59	166.84	0.6545	3.77

Tableau V.3: Résultats de la simulation nœuds (suit)

J_60	166.73	1.1515	3.89
J_61	166.72	1.463	4.1
J_62	166.61	0.602	3.71
J_63	166.61	0.6755	3.77
J_64	166.49	1.323	3.91
J_65	166.47	1.2985	3.95
J_66	166.47	0.4795	3.86
J_67	166.45	0.616	3.73
J_68	166.41	0.5145	3.73
J_69	166.39	0.483	3.82
J_70	166.38	0.637	3.89
J_71	166.35	0.553	3.87
J_72	166.35	0.476	3.74
J_73	166.33	0.637	3.82
J_74	166.31	0.4375	3.74
J_75	166.25	0.602	3.77
J_76	166.2	0.8785	3.93
J_77	166.04	0.637	3.79
J_78	166.02	2.611	3.93
J_79	166	0.6755	3.88
J_80	166	0.5985	3.85
J_81	165.97	0.882	3.97
J_82	165.94	0.6195	3.79
J_83	165.92	0.6755	3.84
J_84	165.79	1.547	3.99
J_85	165.62	1.5435	4.45
J_86	165.51	1.4315	4.11
J_87	165.43	1.764	4.07
J_88	165.38	0.9765	4
J_89	165.26	0.707	4.47
J_90	165.24	0.4935	4.04
J_91	165.22	0.5005	3.85
J_92	165.18	0.63	3.88
J_93	165.15	1.6415	4.24
J_94	165.14	0.6685	3.9
J_95	165.08	0.987	4.21
J_96	165.07	1.967	4.38

Tableau V.3: Résultats de la simulation nœuds (suit)

J_97	164.99	1.029	4.34
J_98	164.94	1.253	4.08
J_99	164.93	0.9065	3.93
J_100	164.76	1.54	4.14
J_101	164.75	1.085	4.41
J_102	164.73	1.253	4.1
J_103	164.69	1.274	4.19
J_104	164.48	0.994	4.17
J_105	164.47	0.868	4.12
J_106	164.47	0.6825	4.11
J_107	164.45	0.7735	4.22
J_108	164.41	1.274	4.21
J_109	164.39	0.5845	4.12
J_110	164.38	0.483	3.96
J_111	164.37	1.2705	4.56
J_112	164.19	0.8225	4.15
J_113	164.19	0.518	4.24
J_114	164	0.742	4.17
J_115	164	0.8855	4.65
J_116	164	0.9415	4.25
J_117	164	0.5215	4.01
J_118	164	1.61	4.14
J_119	164	0.8225	4.17
J_120	164	2.24	4.17
J_121	164	0.798	4.18
J_122	164	0.5075	4.16
J_123	164	0.3535	4.17
J_124	164	0.448	4.16
J_125	164	0.455	4.16
J_126	164	1.092	4.17
J_127	164	1.085	4.66
J_128	163.94	1.6415	4.21
J_129	163.89	1.3335	4.25
J_130	163.86	0.826	4.26
J_131	163.79	1.19	4.8
J_132	163.72	1.071	4.5
J_133	163.7	0.602	4.27

Tableau V.3: Résultats de la simulation nœuds (suit)

J_134	163.67	0.728	4.18
J_135	163.63	0.854	4.37
J_136	163.58	1.162	4.29
J_137	163.42	1.309	4.74
J_138	163.37	3.1185	4.25
J_139	163.2	1.9215	4.12
J_140	163.15	1.8725	4.33
J_141	163.06	0.679	4.28
J_142	162.99	0.399	4.3
J_143	162.93	0.511	4.17
J_144	162.87	0.945	4.66
J_145	162.79	1.4045	4.6
J_146	162.79	0.7245	4.68
J_147	162.71	2.0545	4.54
J_148	162.49	1.967	4.88
J_149	162.46	0.4165	4.12
J_150	162.26	1.113	4.37
J_151	162.26	0.581	4.43
J_152	162.18	1.2425	4.44
J_153	162.17	0.693	4.4
J_154	162	1.806	5.1
J_155	162	1.113	4.42
J_156	162	2.2225	4.38
J_157	162	0.903	4.4
J_158	162	1.6975	4.39
J_159	162	2.0475	4.86
J_160	162	0.924	4.44
J_161	162	0.504	4.49
J_162	161.97	0.8015	4.5
J_163	161.95	0.8015	4.49
J_164	161.87	0.525	4.55
J_165	161.85	1.61	4.43
J_166	161.67	0.9555	4.78
J_167	161.64	1.2145	4.6
J_168	161.56	1.2495	4.81
J_169	161.37	0.3535	4.52
J_170	161.35	0.987	4.53

Tableau V.3: Résultats de la simulation nœuds (suit)

J_171	161.27	0.791	4.58
J_172	161.23	1.523	4.56
J_173	161.22	0.574	4.58
J_174	161	0.4515	4.62
J_175	160.99	1.1865	5.18
J_176	160.9	1.0885	4.91
J_177	160.87	1.4	4.62
J_178	160.83	1.442	5.1
J_179	160.77	0.994	4.54
J_180	160.74	0.637	4.65
J_181	160.71	0.15	4.64
J_182	160.52	0.98	4.64
J_183	160.4	3.56	4.65
J_184	160.33	0.42	4.59
J_185	160.3	0.9695	4.92
J_186	160.28	0.966	4.92
J_187	160.2	1.4	4.67
J_188	160	1.1165	5
J_189	160	1.813	4.59
J_190	159.94	1.0045	4.62
J_191	159.87	1.4175	5.34
J_192	159.71	0.588	4.64
J_193	159.61	1.169	4.65
J_194	159.43	0.434	4.41
J_195	159.4	0.7875	5.6
J_196	159.28	0.882	4.69
J_197	159.17	0.8645	4.7
J_198	159.12	0.7945	5.08
J_199	158.82	0.7805	4.73
J_200	158.77	0.7525	4.75
J_201	158.73	0.3255	4.74
J_202	158.52	0.8925	5.44
J_203	158.44	0.28	4.77
J_204	158.37	0.2555	4.8
J_205	158.36	0.6335	4.77
J_206	158.15	0.9485	4.84
J_207	158.1	1.372	5.15

Tableau V.3: Résultats de la simulation nœuds (suit)

J_208	158.03	1.3615	4.82
J_209	158	0.631	5.42
J_210	158	2.3275	5.54
J_211	158	1.183	5.24
J_212	158	2.919	5.04
J_213	157.88	0.749	4.85
J_214	157.83	0.4935	4.86
J_215	157.71	0.448	5.21
J_216	157.7	1.442	4.89
J_217	157.69	1.2575	5.16
J_218	157.39	1.484	4.94
J_219	157.3	2.156	4.93
J_220	157.2	1.09	5.5
J_221	156.72	1.946	5.1
J_222	156.67	1.1585	5.44
J_223	156.41	1.722	5.11
J_224	156.24	1.6065	5.4
J_225	156.13	1.029	5.02
J_226	156.09	1.1515	5.42
J_227	156	1.274	5.36
J_228	154.35	0.7455	5.13
J_229	154.1	1.1305	5.16

ANNEXES 11 :**Tableaux V 4:** Résultats de la simulation sur les conduites.

N°_conduit	Longure(m)	Diamètre (mm)	Vitesse (m ² /s)	Débit de route (l/s)	Perte de charge (m)
p-1	36.72	352.6	2.58	251.6338	0.59
p-2	793.56	352.6	2.58	251.6338	12.82
p-3	576.44	352.6	5.1	498.1794	33
p-4	62.69	277.6	1.43	86.4451	0.45
p-5	93.45	277.6	1.68	101.8867	0.91
p-6	157.19	277.6	1.68	101.8868	1.53
p-7	132.68	277.6	1.73	104.5101	1.35
p-8	65.12	277.6	1.73	104.5102	0.66
p-9	81.49	220.4	1.38	52.7032	0.72
p-10	150.69	220.4	1.37	52.1799	1.3
p-11	77.68	220.4	1.19	45.2431	0.52

p-12	213.32	176.2	0.32	7.8145	0.16
p-13	39.71	176.2	1.37	33.4517	0.45
p-14	141.52	176.2	0.42	10.1905	0.18
p-15	331.35	176.2	0.91	22.1337	1.74
p-16	42.67	176.2	0.42	10.3226	0.05
p-17	78.88	176.2	1.54	37.4738	1.1
p-18	74.43	176.2	1.65	40.2501	1.18
p-19	102.53	176.2	0.97	23.6573	0.61
p-20	6.06	176.2	0.65	15.7375	0.02
p-21	406.98	176.2	0.65	15.7375	1.14
p-22	9.56	176.2	0.93	22.6075	0.05
p-23	289.35	176.2	0.93	22.6075	1.58
p-24	174.58	176.2	1.66	40.4495	2.8
p-25	14.07	176.2	1.66	40.4495	0.23
p-26	13.04	176.2	0.27	6.6201	0.01
p-27	20.55	176.2	0.27	6.6201	0.01
p-28	56.28	176.2	1.21	29.4607	0.5
p-29	13.48	176.2	1.21	29.4607	0.12
p-30	19.4	176.2	0.62	15.094	0.05
p-31	71.58	176.2	0.62	15.0941	0.19
p-32	6.15	176.2	1.19	29.0127	0.05
p-33	52.04	176.2	1.19	29.0127	0.45
p-34	11.13	176.2	1.68	41.0027	0.18
p-35	99.21	176.2	1.68	41.0027	1.63
p-36	18.85	176.2	1.35	32.8494	0.21
p-37	92.16	176.2	1.35	32.8494	1.01
p-38	99.93	176.2	1.82	44.4494	1.91
p-39	14.2	176.2	1.82	44.4493	0.27
p-40	12.6	176.2	1.96	47.9009	0.28
p-41	101.32	176.2	1.96	47.901	2.23
p-42	5.68	176.2	0.82	20.0973	0.02
p-43	47.21	176.2	0.82	20.0973	0.21
p-44	201.45	176.2	0.61	14.7671	0.5
p-45	5.94	176.2	0.61	14.7671	0.01
p-46	4.84	176.2	0.3	7.3569	0
p-47	74.32	176.2	0.3	7.357	0.05
p-48	70.7	176.2	0.29	7.1757	0.05
p-49	7.65	176.2	0.29	7.1757	0.01

Tableau V.4 : Résultats de la simulation sur les conduites (suit).

p-50	169.67	176.2	0.58	14.0602	0.38
p-51	3.54	176.2	0.58	14.0602	0.01
p-52	168.85	141	0.71	11.0622	0.73
p-53	81.09	141	0.53	8.29	0.2
p-54	84.06	141	0.44	6.924	0.15
p-55	37.96	141	0.18	2.8189	0.01
p-56	77.56	141	1.41	22.0369	1.2
p-57	13.08	141	0.55	8.6055	0.04
p-58	55.28	141	0.78	12.1283	0.28
p-59	80.59	141	0.56	8.7678	0.23
p-60	19.64	141	0.54	8.4143	0.05
p-61	187.19	141	0.41	6.4145	0.29
p-62	77.21	141	1.68	26.1988	1.64
p-63	73.21	141	1.88	29.3307	1.92
p-64	68.66	141	0.76	11.8901	0.34
p-65	252.54	141	1.1	17.2511	2.48
p-66	70.15	141	0.93	14.4922	0.5
p-67	72.61	141	0.69	10.7746	0.3
p-68	76.85	141	0.54	8.3974	0.2
p-69	114.7	141	1.44	22.502	1.84
p-70	87.47	141	0.45	7.0095	0.16
p-71	79.49	141	0.96	15.0602	0.61
p-72	35.12	141	0.27	4.1738	0.02
p-73	53.04	141	0.42	6.4883	0.09
p-74	40.67	141	0.79	12.2969	0.21
p-75	38.32	141	0.31	4.7649	0.03
p-76	49.09	141	0.53	8.2403	0.12
p-77	61.1	141	0.89	13.8661	0.4
p-78	7.84	141	0.41	6.4254	0.01
p-79	97.22	141	0.41	6.4254	0.15
p-80	18.18	141	0.57	8.8588	0.05
p-81	67.5	141	0.57	8.8588	0.19
p-82	202.68	141	0.28	4.2974	0.15
p-83	9.31	141	0.28	4.2974	0.01
p-84	6.6	141	0.53	8.3189	0.02
p-85	66.72	141	0.53	8.3189	0.17
p-86	41.93	141	0.39	6.0835	0.06

Tableau V.4 : Résultats de la simulation sur les conduites (suit).

p-87	13.34	141	0.39	6.0835	0.02
p-88	10.39	141	0.91	14.2607	0.07
p-89	48.02	141	0.91	14.2608	0.33
p-90	185.37	141	0.49	7.6749	0.41
p-91	9.77	141	0.49	7.6749	0.02
p-92	52.46	141	1.92	30.0538	1.44
p-93	5.16	141	1.92	30.0538	0.14
p-94	6.58	141	1.18	18.4796	0.07
p-95	48.73	141	1.18	18.4795	0.54
p-96	309.48	141	0.43	6.731	0.53
p-97	36.59	141	0.43	6.7309	0.06
p-98	7.12	141	0.36	5.6853	0.01
p-99	164.28	141	0.36	5.6853	0.21
p-100	111.77	141	0.29	4.5018	0.09
p-101	5.77	141	0.29	4.5018	0
p-102	5.18	141	0.18	2.8628	0
p-103	71.9	141	0.18	2.8628	0.03
p-104	64.06	141	0.48	7.5118	0.13
p-105	3.5	141	0.48	7.5118	0.01
p-106	48.18	141	0.66	10.2479	0.18
p-107	10.21	141	0.66	10.2479	0.04
p-108	36.18	141	0.03	0.4384	0
p-109	8.7	141	0.03	0.4383	0
p-110	35.71	141	0.43	6.7809	0.06
p-111	6.76	141	0.43	6.7809	0.01
p-112	166.43	110.2	0.78	7.4392	1.14
p-113	164.69	110.2	0.66	6.2807	0.83
p-114	98.69	110.2	0.56	5.3258	0.36
p-115	303.69	110.2	0.76	7.2083	1.97
p-116	98.73	110.2	0.57	5.4052	0.38
p-117	88.52	110.2	0.7	6.7007	0.5
p-118	221.75	110.2	0.64	6.0664	1.04
p-119	251.06	110.2	1	9.5802	2.75
p-120	47.43	110.2	1.04	9.9068	0.55
p-121	52.18	110.2	1.02	9.6816	0.58
p-122	23.01	110.2	0.48	4.542	0.06
p-123	111.96	110.2	1.14	10.8277	1.54

Tableau V.4 : Résultats de la simulation sur les conduites (suit).

p-124	72.57	110.2	0.39	3.692	0.14
p-125	58.96	110.2	0.66	6.2817	0.3
p-126	221.22	110.2	0.43	4.0853	0.5
p-127	189.58	110.2	0.8	7.6351	1.37
p-128	100.03	110.2	0.39	3.6903	0.19
p-129	189.71	110.2	1.12	10.6786	2.54
p-130	28.03	110.2	0.44	4.2008	0.07
p-131	188.94	110.2	0.65	6.2245	0.93
p-132	109.41	110.2	0.61	-5.774	0.47
p-133	74.85	110.2	0.99	9.4718	0.8
p-134	102.3	110.2	0.17	1.594	0.04
p-135	51.63	110.2	0.99	9.4653	0.55
p-136	207.47	110.2	0.48	4.5951	0.58
p-137	207.17	110.2	0.41	3.9077	0.43
p-138	78.61	110.2	0.23	2.2215	0.06
p-139	208.72	110.2	0.37	3.4886	0.35
p-140	78.47	110.2	0.19	1.8119	0.04
p-141	207.62	110.2	0.37	3.5567	0.36
p-142	8.89	110.2	0.54	5.1477	0.03
p-143	279.01	110.2	0.54	5.1477	0.97
p-144	18.88	110.2	0.93	8.8536	0.18
p-145	176.55	110.2	0.93	8.8536	1.67
p-146	128.56	110.2	0.96	9.1998	1.31
p-147	26.66	110.2	0.96	9.1998	0.27
p-148	122.46	110.2	0.54	5.1177	0.42
p-149	34.01	110.2	0.54	5.1177	0.12
p-150	131.67	110.2	0.38	3.5884	0.23
p-151	24.88	110.2	0.38	3.5884	0.04
p-152	8.64	110.2	1.09	10.3591	0.11
p-153	159.2	110.2	1.09	10.3591	2.02
p-154	268.14	110.2	1.16	11.0695	3.84
p-155	7.09	110.2	1.16	11.0695	0.1
p-156	180.09	110.2	0.29	2.7589	0.2
p-157	10.76	110.2	0.29	2.7589	0.01
p-158	8.78	110.2	0.21	2.0256	0.01
p-159	41.69	110.2	0.21	2.0256	0.03
p-160	62.16	110.2	0.45	4.2932	0.15

Tableau V.4 : Résultats de la simulation sur les conduites (suit).

p-161	10.47	110.2	0.45	4.2932	0.03
p-162	5	96.9	0.5	3.7135	0.02
p-163	44.11	96.9	0.5	3.7135	0.16
p-164	185.7	96.8	0.36	2.6747	0.36
p-165	186.75	96.8	0.36	2.6387	0.35
p-166	186.36	96.8	0.33	2.4181	0.3
p-167	72.08	96.8	0.56	4.0979	0.31
p-168	72.65	96.8	1.37	10.0549	1.64
p-169	73.99	96.8	1.7	12.5114	2.5
p-170	115.54	96.8	1.22	8.9679	2.11
p-171	73.29	96.8	0.78	5.7156	0.58
p-172	120.04	96.8	0.86	6.344	1.15
p-173	76.51	96.8	0.69	5.0961	0.49
p-174	148.88	96.8	0.93	6.8091	1.63
p-175	87.54	96.8	1.1	8.0894	1.32
p-176	74.36	96.8	0.54	3.9617	0.3
p-177	73.56	96.8	0.48	3.5181	0.24
p-178	100.62	96.8	0.74	5.4415	0.73
p-179	24.17	96.8	0.47	3.458	0.08
p-180	74.31	96.8	0.52	3.8286	0.28
p-181	161.75	96.8	0.27	1.9628	0.18
p-182	7.7	96.8	0.76	5.5675	0.06
p-183	158.14	96.8	0.76	5.5675	1.19
p-184	39.17	96.8	1.43	10.5404	0.96
p-185	11.88	96.8	1.43	10.5404	0.29
p-186	142.24	96.8	1.28	9.4216	2.84
p-187	8.85	96.8	1.28	9.4216	0.18
p-188	131.38	96.8	0.79	5.788	1.07
p-189	6.39	96.8	0.79	5.788	0.05
p-190	46.91	96.8	0.41	3.0492	0.12
p-191	46.21	96.8	0.32	2.3823	0.07
p-192	47.13	96.8	0.06	0.4569	0
p-193	56.62	96.8	0.4	2.9142	0.13
p-194	46.47	96.8	0.05	0.3647	0
p-195	43.87	96.8	0.33	2.4158	0.07
p-196	50.68	96.8	0.48	3.5525	0.17
p-197	47.33	96.8	0.65	4.7686	0.27

Tableau V.4 : Résultats de la simulation sur les conduites (suit).

p-198	47.62	96.8	0.28	2.0588	0.06
p-199	44.98	96.8	0.11	0.7775	0.01
p-200	46.96	96.8	0.07	0.4904	0
p-201	45.03	96.8	0.24	1.767	0.04
p-202	46.36	96.8	0.04	0.2718	0
p-203	43.68	96.8	0.1	0.729	0.01
p-204	36.61	96.8	0.53	3.8995	0.14
p-205	29.03	96.8	0.53	3.8995	0.11
p-206	10.69	96.8	0.6	4.4415	0.05
p-207	69.95	96.8	0.6	4.4415	0.35
p-208	182.48	79.2	0.26	1.2593	0.23
p-209	82.6	79.2	0.1	0.4686	0.02
p-210	9.61	79.2	0.16	0.7941	0.01
p-211	55.68	79.2	0.18	0.9055	0.04
p-212	144.4	79.2	0.26	1.2828	0.19
p-213	55.52	79.2	0.04	0.1967	0
p-214	143.43	79.2	0.26	1.283	0.19
p-215	102.17	79.2	0.06	0.2959	0.01
p-216	98.76	79.2	0.06	0.3045	0.01
p-217	72.23	79.2	0.07	0.3551	0.01
p-218	144.8	79.2	0.26	1.2701	0.19
p-219	25.46	79.2	0.34	1.6779	0.06
p-220	34.39	79.2	0.31	1.5347	0.06
p-221	143.07	79.2	0.2	0.9982	0.12
p-222	32.82	79.2	0.7	3.4672	0.27
p-223	153.97	79.2	0.24	1.161	0.17
p-224	209	79.2	0.11	0.5534	0.06
p-225	71.08	79.2	0.28	1.4033	0.11
p-226	84.68	79.2	0.53	2.6163	0.42
p-227	26.12	79.2	0.72	3.5386	0.23
p-228	96.37	79.2	0.65	3.1945	0.69
p-229	48.35	79.2	0.37	1.8026	0.12
p-230	81.57	79.2	0.37	1.8375	0.21
p-231	102.96	79.2	0.51	2.4893	0.47
p-232	66.77	79.2	0.61	2.9909	0.42
p-233	47.82	79.2	0.34	1.6596	0.1
p-234	47.48	79.2	0.29	1.4186	0.08

Tableau V.4 : Résultats de la simulation sur les conduites (suit).

p-235	188.25	79.2	0.38	1.874	0.5
p-236	99.86	79.2	0.22	1.0653	0.09
p-237	72.34	79.2	0.18	0.9002	0.05
p-238	45.78	79.2	0.27	1.3418	0.07
p-239	46.98	79.2	0.51	2.498	0.21
p-240	44.05	79.2	0.11	0.5244	0.01
p-241	47.12	79.2	0.06	0.3097	0
p-242	45.99	79.2	0.04	0.1801	0
p-243	53.44	79.2	0.01	0.051	0
p-244	53.18	79.2	0.09	0.4397	0.01
p-245	48.49	79.2	0.15	0.719	0.02
p-246	43.49	79.2	0.22	1.0957	0.04
p-247	47.18	79.2	0.38	1.8569	0.12
p-248	57.94	79.2	0.37	1.8366	0.15
p-249	46.31	79.2	0.31	1.537	0.09
p-250	46.45	79.2	0.45	2.2371	0.17
p-251	286.83	79.2	0.1	0.4841	0.06
p-252	75.05	79.2	0.46	2.2652	0.28
p-253	287.37	79.2	0.15	0.718	0.13
p-254	148.21	79.2	0.34	1.6821	0.32
p-255	81.32	79.2	0.62	3.0734	0.54
p-256	151.38	79.2	0.55	2.7121	0.8
p-257	146.79	79.2	0.06	0.2974	0.01
p-258	191.56	79.2	0.06	0.3085	0.02
p-259	190.06	79.2	0.06	0.3015	0.02
p-260	73.41	79.2	0.18	0.8854	0.05
p-261	100.04	79.2	0.55	2.696	0.52
p-262	135.78	79.2	0.65	3.2111	0.98
p-263	73.02	79.2	0.01	-0.0651	0
p-264	50.83	79.2	0.23	1.1223	0.05
p-265	29.27	79.2	0.14	0.6943	0.01
p-266	45.54	79.2	0.37	1.8003	0.11
p-267	34.96	79.2	0.51	2.4903	0.16
p-268	41.22	79.2	0.46	2.2713	0.16
p-269	219.1	79.2	0.2	1.003	0.18
p-270	71.94	79.2	0.28	1.3587	0.11
p-271	163.48	79.2	0.39	1.9398	0.47

Tableau V.4: Résultats de la simulation sur les conduites (suit).

p-272	71.76	79.2	0.29	1.4521	0.12
p-273	37.82	79.2	0.46	2.2518	0.14
p-274	121.23	79.2	0.07	0.3649	0.02
p-275	79.47	79.2	0.15	0.7237	0.04
p-276	48.26	79.2	0.1	0.5092	0.01
p-277	30.17	79.2	0.25	1.2086	0.04
p-278	39.29	79.2	0.27	1.3281	0.06
p-279	36.43	79.2	0.26	1.2758	0.05
p-280	45.21	79.2	0.16	0.7868	0.02
p-281	47.72	79.2	0.53	2.6175	0.24
p-282	30.02	79.2	0.47	2.3152	0.12
p-283	32.42	79.2	0.06	0.3079	0
p-284	45.93	79.2	0.03	0.124	0
p-285	47.7	79.2	0.06	0.2834	0
p-286	48.05	79.2	0.01	0.0366	0
p-287	70.09	79.2	0.05	0.2273	0
p-288	41.85	79.2	0.06	0.2796	0
p-289	45.13	79.2	0.05	0.2247	0
p-290	44.6	79.2	0.09	0.4381	0.01
p-291	60.36	79.2	0.86	4.2595	0.74
p-292	82.04	79.2	0.36	1.7766	0.2
p-293	38.48	79.2	0.4	1.9945	0.12
p-294	75.43	79.2	0.22	1.092	0.07
p-295	46.49	79.2	0.48	2.384	0.19
p-296	53.17	79.2	0.45	2.2202	0.19
p-297	46.27	79.2	0.29	1.4174	0.07
p-298	50.07	79.2	0.23	1.1451	0.05
p-299	109.17	79.2	0.51	2.5217	0.51
p-300	155.75	79.2	0.12	0.5697	0.05
p-301	53.93	79.2	0.12	0.5757	0.02
p-302	113.02	79.2	0.23	1.1365	0.12
p-303	57.19	79.2	0.47	2.3067	0.22
p-304	36.33	79.2	0.31	1.5039	0.06
p-305	56.34	79.2	0.73	3.6095	0.51
p-306	51.85	79.2	0.53	2.6096	0.26
p-307	55.76	79.2	0.78	3.8605	0.57
p-308	52.24	79.2	0.32	1.582	0.1

Tableau V.4 : Résultats de la simulation sur les conduites (suit).

p-309	80.49	79.2	0.06	0.28	0.01
p-310	120.39	79.2	0.09	0.42	0.02
p-311	143.91	79.2	0.53	2.6064	0.71
p-312	43.52	79.2	0.1	0.472	0.01
p-313	95.89	79.2	0.23	1.1404	0.1
p-314	73.82	79.2	0.12	0.5957	0.02
p-315	149.84	79.2	0.44	2.1898	0.53
p-316	48.06	79.2	0.5	2.4708	0.21
p-317	43.65	79.2	0.36	1.7527	0.1
p-318	44.29	79.2	0.29	1.4203	0.07
p-319	44.1	79.2	0.05	0.2241	0
p-320	44.12	79.2	0.14	0.7057	0.02
p-321	48.73	79.2	0.29	1.4284	0.08
p-322	47.9	79.2	0.56	2.7504	0.26
p-323	42.91	79.2	0.31	1.5426	0.08
p-324	42.35	79.2	0.04	0.2101	0
p-325	45.05	79.2	0.08	0.3925	0.01
p-326	41.53	79.2	0.07	0.3625	0.01
p-327	45.43	79.2	0.02	0.0993	0
p-328	42.34	79.2	0.11	0.559	0.01
p-329	44.62	79.2	0.12	0.6148	0.02
p-330	46.48	79.2	0.05	0.256	0
p-331	33.37	79.2	0.04	0.2193	0
p-332	42.39	79.2	0.4	1.9708	0.12
p-333	83.02	79.2	0.34	1.6746	0.18
p-334	135.46	79.2	0.29	1.4533	0.23
p-335	70.21	79.2	0.24	1.1738	0.08
p-336	35.16	79.2	0.01	0.0423	0
p-337	93.99	79.2	0.37	1.828	0.24
p-338	79.8	79.2	0.04	0.2044	0
p-339	43.67	79.2	0.24	1.1722	0.05
p-340	49.65	79.2	0.25	1.2126	0.06
p-341	69.66	79.2	0.09	0.4552	0.01
p-342	33.7	79.2	0.1	0.4884	0.01
p-343	59.9	79.2	0.12	0.5938	0.02
p-344	59.53	79.2	0.03	0.1609	0
p-345	25.9	79.2	0.28	1.3986	0.04

Tableau V.4 : Résultats de la simulation sur les conduites (suit).

p-346	165.67	79.2	0.35	1.7359	0.38
p-347	102.6	79.2	0.72	3.56	0.9
p-348	96.62	79.2	0.12	0.591	0.03
p-349	7.3	79.2	0.12	0.591	0
p-350	41.61	79.2	0.33	1.6152	0.08
p-351	45.24	79.2	0.33	1.6153	0.09
p-352	42.49	79.2	0.4	1.963	0.12
p-353	45.95	79.2	0.4	1.963	0.13
p-354	133.48	79.2	0.21	1.0509	0.12
p-355	24	79.2	0.21	1.0508	0.02
p-356	146.21	79.2	0.13	0.6591	0.06
p-357	9.35	79.2	0.13	0.6591	0
p-358	132.6	79.2	0.32	1.5904	0.26
p-359	24.71	79.2	0.32	1.5904	0.05
p-360	47.6	79.2	0.16	0.7853	0.03
p-361	42.54	79.2	0.14	0.6938	0.02
p-362	7.34	79.2	0.07	0.337	0
p-363	121.68	79.2	0.07	0.337	0.01
p-364	7.64	79.2	0.26	1.2652	0.01
p-365	121.47	79.2	0.26	1.2652	0.16
p-366	225.22	79.2	0.47	2.3098	0.89
p-367	7.18	79.2	0.47	2.3098	0.03
p-368	79.22	79.2	0.06	0.3094	0.01
p-369	4.61	79.2	0.06	0.3095	0
p-370	133.57	79.2	0.23	1.1235	0.14
p-371	5.76	79.2	0.23	1.1235	0.01
p-372	165.22	79.2	0.68	3.348	1.29
p-373	15.74	79.2	0.68	3.3479	0.12
p-374	39	79.2	0.4	1.9796	0.12
p-375	9.9	79.2	0.4	1.9795	0.03
p-376	54.49	79.2	0.64	3.164	0.38
p-377	18.89	79.2	0.64	3.164	0.13
p-378	4.71	79.2	0.2	1.0022	0
p-379	40.15	79.2	0.2	1.0022	0.03
p-380	3.77	79.2	0.2	0.9746	0
p-381	94.89	79.2	0.2	0.9746	0.08
p-382	37.38	79.2	0.64	3.1586	0.26

Tableau V.4 : Résultats de la simulation sur les conduites (suit).

p-383	5.17	79.2	0.64	3.1586	0.04
p-384	4.72	79.2	0.04	0.1885	0
p-385	54.01	79.2	0.15	0.7345	0.03
p-386	10.39	79.2	0.15	0.7346	0
p-387	9.39	79.2	0.25	1.2543	0.01
p-388	160.1	79.2	0.25	1.2543	0.2
p-389	3.86	79.2	0.36	1.7926	0.01
p-390	91.35	79.2	0.36	1.7925	0.22
p-391	49.23	66	0.12	0.4211	0.02
p-392	44.14	66	0.23	-0.7879	0.06
p-393	45.84	66	0.43	1.4632	0.19
p-394	46.71	66	0.44	1.4906	0.2
p-395	57.07	66	0.34	1.1583	0.15
p-396	47.96	66	0.44	1.5013	0.21
p-397	46.53	66	0.31	1.0465	0.1
p-398	47.15	66	0.36	1.2233	0.14
p-399	48.23	66	0.24	0.8355	0.07
p-400	56.34	66	0.37	1.2588	0.17
p-401	46.3	66	0.52	1.7911	0.28
p-402	50.22	66	0.13	0.4384	0.02
p-403	45.89	66	0.24	0.8192	0.06
p-404	45.61	66	0.42	1.4241	0.18
p-405	42.3	66	0.43	1.4546	0.17
p-406	8.53	66	0.43	1.4546	0.03
p-407	38.68	66	0.4	1.3556	0.14
p-408	8.03	66	0.4	1.3556	0.03
p-409	36.83	66	0.41	1.4063	0.14
p-410	8.52	66	0.41	1.4063	0.03
p-411	9.61	66	0.38	1.297	0.03
p-412	18.77	66	0.38	1.297	0.06
p-413	84.93	55.4	0.17	0.412	0.08
p-414	28.47	55.4	0.01	0.0335	0
p-415	30.94	55.4	0.01	0.0174	0
p-416	26.72	55.4	0.04	0.1062	0
p-417	33.77	55.4	0.05	0.1178	0
p-418	45.72	55.4	0.25	0.6114	0.09
p-419	45.67	55.4	0.41	0.9814	0.21

Tableau V.4 : Résultats de la simulation sur les conduites (suit).

p-420	74.91	55.4	0.18	0.4264	0.07
p-421	12.42	55.4	0.22	0.5235	0.02
p-422	45.51	55.4	0.09	0.2059	0.01
p-423	43.9	55.4	0.08	0.1876	0.01
p-424	229.9	55.4	0.08	0.1827	0.05
p-425	43.3	55.4	0.04	0.1002	0
p-426	43.41	55.4	0.16	0.3861	0.04
p-427	44.39	55.4	0.22	0.5418	0.07
p-428	154.58	55.4	0.17	0.4126	0.14
p-429	81.84	55.4	0.24	0.5817	0.14
p-430	64.22	55.4	0.25	0.6017	0.12
p-431	28.62	55.4	0.38	0.9222	0.12
p-432	55.4	55.4	0.38	0.9222	0.23
p-433	5.02	55.4	0.07	0.1648	0
p-434	93.48	55.4	0.07	0.1649	0.02
p-435	40.01	35.2	0.42	0.4044	0.32
p-436	46.54	35.2	0.62	0.6024	0.79
p-437	48.26	35.2	0.36	0.3483	0.3
p-438	75.15	35.2	0.02	0.0208	0
p-439	45.36	35.2	0.42	0.4121	0.38
p-440	47	35.2	0.54	0.5213	0.61
p-441	32.3	35.2	0.17	0.1626	0.05
p-442	46.53	35.2	0.51	0.4975	0.55
p-443	47.66	35.2	0.75	0.7338	1.16
p-444	32.09	35.2	0.35	0.3385	0.19
p-445	48.48	35.2	0.8	0.7779	1.32
p-446	47.7	35.2	0.81	0.7878	1.33
p-447	48.35	35.2	0.82	0.8	1.39
p-448	49.2	35.2	0.72	0.7016	1.11
p-449	79.14	35.2	0.21	0.2018	0.18
p-450	47.92	35.2	0.18	0.1735	0.08
p-451	48.39	35.2	0.49	0.4801	0.54
p-452	49.43	35.2	0.65	0.6327	0.92
p-453	47.84	35.2	0.61	0.591	0.78
p-454	44.69	35.2	0.3	0.2907	0.2
p-455	47.52	35.2	0.81	0.7866	1.32
p-456	209.25	35.2	0.11	0.1037	0.14
p-457	22.31	35.2	0.11	0.1037	0.01

p-458	177.96	35.2	0.13	0.1242	0.16
p-459	12.61	35.2	0.13	0.1242	0.01
p-460	44.62	35.2	0.23	0.2235	0.12
p-461	36.69	35.2	0.23	0.2235	0.1
p-462	22.55	35.2	0.81	0.7853	0.62
p-463	26.9	35.2	0.71	0.6938	0.59
p-464	418.07	35.2	0.19	0.1885	0.82