

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Etude de diagnostic du réseau d'alimentation en eau potable de Cheria (w.Tebessa) .

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0003-10

APA Citation (APA توثيق):

Boussahia, Mounir (2010). Etude de diagnostic du réseau d'alimentation en eau potable de Cheria (w.Tebessa)[Mem Ing, ENSH].

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

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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

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

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

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

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE
«ARBAOUI ABDELLAH »

DEPARTEMENT DE SPECIALITES

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

OPTION : Conception Des Systèmes d'Alimentation En Eau Potable.

THEME :

**ETUDE DE DIAGNOSTIC DU RESEAU
D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE DE LA
VILLE DE CHERIA (W. TEBESSA)**

Présenté par :

M^r BOUSSAHIA. Mounir

Promotrice :

M^{me} ZENDAGUIN

Devant le jury composé de :

President: M^r SALAH.B

Examineurs: M^r HACHEMIA

M^r KERID.R

M^r KOLIALD

M^{me} OUIR.S

M^{me} MEDDI.H

Juin 2010

Dédicace

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

- ✚ A mon cher papa qui a su se montrer patient, compréhensif et encourageant, sa chaleur paternelle a été et sera toujours pour moi d'un grand réconfort.*
- ✚ Ma chère mère, qui a beaucoup souffert pour moi, et qui sans elle je ne serais pas parvenu à grand-chose ;*
- ✚ Mon grand frère RACHID et ma petit Sœur CHAIMA et toutes mes sœurs.*
- ✚ A mes petits neveux : KOUSSAI, TOUKA, YAKINE, MERIAM.*
- ✚ Toute ma famille.*
- ✚ Tous mes amis sans exception.*

CHOUAIB
JULIEN 2010

Remerciement

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

Et « quiconque ne remercie pas les gens, ne remercie pas Dieu »

Je remercie fortement ma promotrice: M^{me} Nouria ZENDAGUI de m'avoir orienté par ses conseils judicieux dans le but de mener à bien ce travail.

Je remercie également M^r Noureddine KHADHAR qui m'a donné la volonté de réaliser ce mémoire à travers tous les services qu'il m'a rendus, sans oublier aussi M^r Kamel EDIR

Je tiens à remercier aussi :

- ✚ Les membres de jury pour avoir accepté d'évaluer mon travail*
- ✚ Le corps d'enseignants et les étudiants de l'ENSH*
- ✚ Tous ceux qui ont contribué de près ou de loin dans l'élaboration de mon mémoire.*

SHAWAN
juni 2016

ملخص:

الدراسة المنجزة تهدف إلى تشخيص نظام التزويد بالمياه الصالحة للشرب لمدينة الشريعة (ولاية تيسة) بمعنى تحديد النقائص الموجودة في الآبار الارتوائية، نظام التوزيع وكذلك خزانات المياه و أيضا مراجعة سعة الشبكة الحالية لإيصال التدفقات التي نحتاجها لأفاق الدراسة (2035).
هذه المراجعة سمحت لنا بإعطاء بعض التعديلات والنصائح لتحسين التزويد بالمياه الصالحة للشرب للمدينة وهي تغيير شبكة التوزيع نظرا إلى قدمها وكذلك وضع الملحقات و أجهزة القياس.
كما نذكر أيضا طرق التسيير وعمليات المراقبة والتصليح التي تجرى على منشآت الري

Résume :

Notre étude consiste à établir un diagnostic du système d'alimentation en eau potable de la ville de CHERIA (W. TEBESSA) c'est à dire la détermination des défaillances des forages, du système de distribution ainsi que les ouvrages du stockage (réservoirs et châteaux d'eau) et la vérification de la capacité du réseau existant de véhiculer les débits nécessaires à l'horizon d'étude (2035).

Cette vérification nous a permis de donner un certains nombres de modifications et recommandations pour améliorer l'alimentation en eau potable de la ville telle que : la rénovation du réseau de distribution en vue de son vieillissement aussi l'emplacement des accessoires et des appareils de mesure.

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

Summary:

Our study consists in establishing a diagnosis of the feeding system out of drinking water of the town of CHERIA (W.TEBESSA). the determination of the failures of drillings, system of distribution as well as water tanks and the checking of the capacity of the network existing to convey the flows necessary to the horizon of study (2035).

This checking was enabled us to give certain numbers of modifications and recommendations to improve the drinking water supply of the city such as: the installation of the accessories and measuring apparatus, to rehabilitate system of distribution. We quote also the concepts of management, exploitation and the check operations and maintenance to carry out on all the works hydraulic

SOMMAIRE

INTRODUCTION GÉNÉRALE	1
-----------------------------	---

Chapitre I: Présentation De La Zone D'études.

I-1) Situation administratif:	2
I-2) Situation topographique:	2
I-3) Situation climatologique:	2
I-4) Situation géologique, hydrographique et sismique:	2
I-4-A) Géologie :	2
I-4-B) Hydrographie :	3
I-4-C) La Sismicité :	3
I-5) Situation Sociodémographique:	3
I-5-A) La population :	3
I-5-B) L'habitat :	4
I-6) Présentation hydraulique:	4
I-6-A) Ressources en eau potable :	4
I-6-B) Ouvrages de stockage :	5
I-6-C) Réseau d'adduction :	5
I-6-D) Réseau de distribution :	6
Conclusion :	6

Chapitre II : Diagnostic Et Recommandation Du Système

Actuel d'AEP.

Introduction :	7
II-1) Description de la chaine de Production:	7
II-1-A) Forage CH1-bis :	7
II-1-B) Forage CH3:	8
II-1-C) Forage CH5:	10
II-1-D) Forage J8-9bis:	11
II-2) Les ouvrages du stockage :	12
II-2-A) Réservoir R1 (500 m ³):	12
II-2-B) Château d'eau R2 (500 m ³) :	13
II-2-C) Cuves jumelés (R3 + R4) 2×1000 m ³ :	14

II-2-D) Cuves jumelés (R5 + R6) $2 \times 2000 \text{ m}^3$:	14
II-3) Diagnostic du réseau de distribution :	16
II -3-A) Nature et linéaire des conduites selon leurs diamètres :	16
II -3-B) Les regards de vannes :	18
II-3-C) Etat du réseau de distribution :	21
II-4) Recommandations :	21
II-4-A) Recommandation concernant la chaîne de production :	21
II-4-B) Recommandation concernant les Réservoirs :	22
II-4-C) Recommandation concernant le réseau de distribution :	22
Conclusion :	22

Chapitre III : Estimation Des Besoins En Eau Et De Capacité Du Stockage.

Introduction :	23
III-1) Evolution de population et perspective de développement :	23
III-2) Evaluation des besoins en eau potable à l'état actuel (2010) :	24
III-2-A) Consommation moyenne journalière :	24
III-2-B) consommation maximale journalière :	26
B-1) Coefficient d'irrégularité maximum journalier ($K_{\max, j}$) :	26
B-2) Coefficient d'irrégularité minimum journalier ($K_{\min, j}$) :	27
B-3) Débit maximum journalier:	27
III-2-C) Détermination des consommations horaires :	27
C-1) Débit moyen horaire :	27
C-2) Détermination du débit maximum horaire :	28
III-2-D) Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant :	28
III-3) Estimation des besoins en eau potable à l'horizon 2035 :	32
III-3-A) Calcul des besoins moyens journaliers :	32
III-3-B) Détermination des débits de consommation :	33
III-3-C) Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant :	33
III-4) Détermination de la capacité du stockage :	36
III-5) Bilan du stockage :	38
III-6) Comparaison entre les ressources et les besoins :	39
Conclusion :	39

Chapitre IV : Simulation Hydraulique Du Réseau Existant A L'état Actuel.

Introduction :	40
IV –1) Calcul hydraulique du réseau existant :	40
IV –1–A) Cas de pointe :	40
<input type="checkbox"/> Débit spécifique :	40
<input type="checkbox"/> Débit en route :	41
<input type="checkbox"/> débits aux nœuds :	41
IV –1–B) Cas de pointe + incendie :	51
IV–2) Modélisation hydraulique du réseau de distribution existant :	51
IV –2–A) Présentation du logiciel WATERCAD V.8XM :	51
IV –2–B) Fonctionnalités du logiciel :	51
IV –2–C) Formule de perte de charge utilisée :	52
IV –2–D) Pressions de service dans le réseau de distribution :	52
IV –2–E) Fichiers des résultats de simulation :	53
E-1) Cas de pointe :	53
E-2) Cas de pointe + incendie:	61
IV –3) Constatations et interprétations des résultats de simulation:	62
IV –3-A) Cas de pointe :	62
<input type="checkbox"/> La répartition des pressions :	62
<input type="checkbox"/> La répartition des vitesses :	62
<input type="checkbox"/> Les pertes de charges :	63
IV –3-B) Cas de pointe + incendie:	63
Conclusion :	63

Chapitre V : Rénovation Du Réseau d'A.E.P De La Ville De CHERIA

Introduction :	64
V –1) Les motifs de rénovation :	64
V –2) Choix de type du réseau :	64
V–2-A) Définition du réseau maillé :	65
V –2-B) Principe du tracé d'un réseau maillé :	65
V–3) Choix du matériau des conduites:	65
V–4) Calcul hydraulique du réseau :	66
V -4-A) Détermination des débits :	66

A-1) Cas de pointe :	66
A-2) Cas de pointe + incendie :	66
V –4-B) Détermination des diamètres avantageux :	75
V–4-C) Modélisation hydraulique du réseau projeté :	80
V–4-D) Fichiers des résultats de simulation du réseau projeté :	80
D-1) Cas de pointe :	80
D-2) Cas de pointe + incendie:	87
V–4-E) Analyse des résultats de simulation:	94
□ Cas de pointe :	94
□ Cas de pointe plus incendie:	94
V –5) Equipement du réseau de distribution:	95
V–5-A) Robinets vannes :	95
V–5-B) Clapets de retenue :	95
V–5-C) Bouches et Poteaux d’incendie :	95
V–5-D) Ventouses :	96
V–5-E) Robinets de vidange :	96
V–5-F) Bouche d’arrosage :	96
V–5-G) Les compteurs :	96
V–5-H) Pièces spéciales de raccordement :	96
Conclusion :	97

Chapitre VI : Pose Des Conduites.

Introduction:	98
VI-1) Principe de pose des canalisations :	98
VI-1-A) Pose selon la nature de terrain :	98
VI-1-B) Pose selon la nature des conduites :	98
VI-1-C) Traversées des routes :	99
VI-1-D) Traversée des Oueds:	99
VI-2) Exécution des travaux de pose des canalisations :	100
VI-2-A) Travaux préliminaires :	100
VI-2-B) Excavation des tranchées :	100
B-1) la profondeur de tranchée (H_{tr}) :	100
B-2) la largeur de tranchée (b) :	101
B-3) Choix du coefficient du talus (m) :	101
B-4) Section tranchée (S_{tr}) :	101
VI-2-C) Aménagement du lit de sable :	101

VI-2-D) Mise en place des canalisations :	102
VI-2-E) Assemblage des conduites en PEHD:	102
VI-2-F) Essai générale du réseau :	102
VI-2-G) Enrobage de la canalisation :	103
VI-2-H) Remblaiement de la tranchée :	103
VI-2-I) Contrôle du compactage des tranchées :	103
VI-2-J) Mise en service du réseau:	104
VI-3) Prescription spéciale concernant le PEHD:	104
VI-4) Choix des engins du chantier:	104
VI-5) Calcul des volumes de terrassement:	106
VI -5- A) Volume des déblais (V_d):	106
VI -5- B) Volume des Déblais foisonnés (V_{df}):	106
VI -5- C) Volume du lit de sable (V_s):	106
VI -5- D) Volume de la conduite (V_C):	106
VI -5- E) Volume des remblais (V_R) :	106
VI -5- F) Volume excédentaire (V_{Exc}) :	107
Conclusion :	108

Chapitre VII : Gestion Et Suivre Du Réseau d'A.E.P

Introduction :	109
VII –1) But de la gestion :	109
VII –2) Gestion et exploitation des forages :	109
VII-2-A) Adapter la pompe au captage :	109
VII-2-B) La connaissance des paramètres patrimoniaux :	110
VII-2-C) Les équipements techniques :	110
VII-2-D) Conseils d'exploitation pour l'entretien et la maintenance des forages :	110
D -1) Contrôle hebdomadaire :	111
D -2) Contrôles mensuels :	111
D -3) Contrôle semestriel :	111
D -4) Lutte contre le phénomène de corrosion :	111
VII –3) Gestion des ouvrages de stockage :	112
VII-3-A) Equipements des réservoirs :	112
VII-3-B) Aspects liés à l'exploitation des réservoirs :	113
B-1) Opération de nettoyage :	113
B-2) Contrôle de la qualité de l'eau :	113
VII-3-C) Prescriptions générales applicables aux réservoirs :	114

VII-4) Gestion du réseau d'adduction et de distribution :	114
VII-4-A) Lutte contre l'entartrage:	115
VII-4-B) Prévention, contrôle et surveillance de la qualité d'eau :	115
VII-4-C) Recherche des fuites :	115
C-1) Surveillance du réseau :	116
C-2) Méthodes acoustiques traditionnelles :	116
C-3) Méthodes nouvelles :	116
VII-4-D) Le comptage :	117
VII-4-E) Surveillance et entretien des adductions et des réseaux de distribution :	117
E-1) Contrôles mensuels :	117
E-2) Contrôles semestriels :	117
E-3) Contrôles annuels :	117
Conclusion :	118

Chapitre VIII : Devis Estimatif.

Introduction :	119
VIII-1) Calcul du devis du projet :	119
Conclusion :	120
 CONCLUSION GÉNÉRALE.....	 121
BIBLIOGRAPHIE.	

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I-1 : caractéristiques principales des forages de la ville de CHERIA.	5
Tableau I-2: Caractéristiques des conduites d’adduction.....	6
Tableau II-1: Equipements du forage CH1bis et leurs états.....	8
Tableau II-2: Equipements du forage CH3 et leurs états.	9
Tableau II-3: Equipements du forage CH3 et leurs états.	10
Tableau II-4: Equipements du forage J8-9bis et leurs états.	11
Tableau II-5: caractéristiques principales du réservoir R1.....	13
Tableau II-6: caractéristiques principales du réservoir R2.....	14
Tableau II-7: caractéristiques principales des cuves jumelées (R2+R3).....	15
Tableau II-8: caractéristiques principales des cuves jumelées (R5+R6).....	16
Tableau II-9: caractéristiques géométriques du réseau de distribution.	17
Tableau II-10: caractéristiques des regards de vannes.	19
Tableau III-1: Estimation de l’évolution de la population.	24
Tableau III-2: Estimation des besoins en eau potables à l’état actuel (2010) pour les différentes catégories.	25
Tableau III-3: besoins en eau potables de la ville de Chéria à l’horizon actuel (2010).	26
Tableau III-4: β_{max} en fonction du nombre d’habitants.	28
Tableau III-5: Résultats de calculs des différents débits.....	28
Tableau III-6: Répartition des débits horaires en fonction du nombre d’habitants.....	29
Tableau III-7: détermination du débit maximum horaire.	30
Tableau III-8: calcul du débit moyen des équipements projetés (2035).	32
Tableau III-9: Récapitulation des besoins en eau potables de la ville de Chéria à l’horizon futur (2035).....	33
Tableau III-10: Résultats de calculs des différents débits pour l’horizon (2035).	33
Tableau III-11: Variation des débits horaires pour l’horizon (2035).	34
Tableau III-12: Détermination de la capacité du réservoir à l’état actuel (2010).	37
Tableau III-13: Calcul du volume total du stockage à l’état actuel (2010).....	37
Tableau III-14: Détermination de la capacité du réservoir à l’horizon (2035).	38
Tableau III-15: Calcul du volume total du stockage à l’horizon (2035).....	38
Tableau III-16: Bilan du stockage.	39
Tableau III-17: Bilan Ressources – Besoins.	39

Tableau IV-1: Calcul des débits nodaux (cas de pointe).....	42
Tableau IV-2: variations du coefficient de HAZEN-Williams en fonction de rugosité des conduites.	52
Tableau IV-3: Débits et vitesses dans les différents tronçons du réseau (cas de pointe).....	53
Tableau IV-4: Détermination des pressions aux Nœuds (cas de pointe)	57
Tableau IV-5: Débits et vitesses dans les tronçons du réseau (cas de pointe plus incendie)...	61
Tableau IV-6: Détermination des pressions aux Nœuds (cas de pointe +incendie).....	61
Tableau V-1: Calcul des débits nodaux (cas de pointe).....	67
Tableau V-2: diamètres avantageux en fonction des débits limités.	75
Tableau V-3: Détermination des diamètres avantageux.	76
Tableau V-4: Débits et vitesses dans les tronçons du réseau (cas de pointe).....	80
Tableau V-5: Détermination des pressions aux Nœuds (cas de pointe).....	84
Tableau V-6: Débits et vitesses dans les tronçons du réseau (pointe+incendie).....	87
Tableau V-7: Détermination des pressions aux Nœuds (cas de pointe+incendie).....	91
Tableau VI-1: choix du coefficient du talus	101
Tableau VI-2: les engins utilisés pour la mise en place des conduites et leurs rôles :.....	105
Tableau VI-3: Récapitulatif des différents volumes de terrassement.	107
Tableau VII-1: équipements des réservoirs :.....	112
Tableau VIII-1: Devis estimatif et quantitatif du projet.....	120

LISTE DES FIGURES

Figure I-1: Plan de situation de la ville de Chéria.....	6
Figure II-1: Vue du forage CH1-bis.....	8
Figure II-2: Vue du forage CH3.....	9
Figure II-3: Vue du forage CH5.....	10
Figure II-4: Equipement du forage J8-9bis.....	11
Figure II-5: Vue du Réservoir R1 (500m ³).....	12
Figure II-6: Vue du Château d'eau R2 (500m ³).....	13
Figure II-7: Vue des Cuves jumelés R2+R3 (2×1000) m ³	14
Figure II-8: Chambre de vannes des Cuves jumelés R2+R3 (2×1000) m ³	15
Figure II-9: Cuves jumelés R5 et R6 (2×2000 m ³).....	16
Figure II-10: Structure du réseau de distribution de la ville de CHERIA.....	18
Figure II-11: Regards de vannes en mauvais état.....	18
Figure II-12: Conduites de réseau de distribution en mauvaise état.....	19
Figure III-1: Evolution de la population du chef lieu de Chéria(1998-2035).....	24
Figure III-2: L'histogramme de consommation actuel (2010).....	31
Figure III-3: Le graphique de consommation actuel (2010).....	31
Figure III-4: L'histogramme de consommation pour l'horizon (2035).....	35
Figure III-5: Le graphique de consommation pour l'horizon (2035).....	35
Figure IV-1: Résultat de simulation des vitesses et des pressions(cas de pointe) l'état actuel	61
Figure V-2: Résultat de simulation des vitesses et des pressions (cas de pointe) à l'horizon d'étude.....	94
Figure VI-1: la traversé d'un oued.....	99
Figure VI-2: Photo d'un Dozer.....	105
Figure VI-3: Photo d'une Pelle mécanique.....	105

LISTE DES PLANCHES

Planche N ° 1 : Plan de situation de la ville de CHÉRIA (W. TEBESSA)

Planche N ° 2 : Plan de masse de la ville de CHÉRIA (W. TEBESSA)

Planche N ° 3 : Plan du réseau d'AEP projeté de la ville de CHÉRIA (W. TEBESSA)

Planche N ° 4 : Profil en long du réseau de distribution projeté de la ville de CHÉRIA.

INTRODUCTION GENERALE:

Le développement économique et social d'un pays est largement lié à ses potentialités hydriques sachant que la problématique de l'eau est indissociable du développement durable, dans la mesure où l'eau doit permettre de répondre aux besoins des générations actuelles sans hypothéquer, par des effets peu ou non réversibles, la capacité des générations futures à satisfaire les leurs. C'est ainsi que, rendre cette eau disponible en quantité et en qualité aux différents usages et aux différentes générations exige une connaissance précise du réseau et ses infrastructures, ainsi une évaluation et une gestion parfaites de la ressource en eau.

Le réseau d'alimentation en eau potable constitue un patrimoine qui vieillit et qu'il est nécessaire de renouveler quand il a atteint un seuil de vétusté limite. Ce seuil limite dépend de nombreux paramètres que se soit environnementaux, techniques, de gestion, économique ainsi que de la politique des gestionnaires. Ces dysfonctionnements se manifestent principalement à travers de trois symptômes caractéristiques :

- ↳ Une multiplication des fuites et ruptures.
- ↳ Une diminution de capacité de portage hydraulique.
- ↳ Une dégradation de la qualité de l'eau.

A cet effet, Prévoir le renouvellement du réseau et diagnostiquer ces dysfonctionnements constituent donc un réel challenge, et obligent les gestionnaires des réseaux à disposer d'outils de suivi et de prévision, afin d'anticiper, prévoir et optimiser, la modélisation du vieillissement du réseau d'A.E.P semble être un pré-requis.

Ce travail du mémoire de fin d'étude à pour objectif de faire une étude approfondie du système d'alimentation en eau potable de la ville de CHERIA et la détermination des défaillances et des points noirs du système de production et du réseau de distribution. Pour cela nous allons procéder tout d'abord à :

- ↳ La présentation du système actuel d'alimentation en eau potable.
- ↳ Son diagnostic hydraulique tout en donnant les défaillances existantes.
- ↳ Préconiser des solutions pour y remédiés.
- ↳ Enfin de proposer des solutions pour une bonne gestion et une exploitation du système.

CHAPITRE I

Présentation De La Zone D'études

I-Présentation De La Zone D'études :

I-1) Situation administratif:

La commune de CHERIA est l'une des daïras de la wilaya de Tébessa située au Sud-ouest de la wilaya sur un vaste plateau de forme grossièrement triangulaire. Le chef lieu de la commune de CHERIA est desservi par le chemin de la wilaya N° 143 reliant Tébessa (48km) et Khenchela (68 km). Sa situation administrative en tant que chef lieu de daïra et chef lieu de commune conjugué à l'important degré d'équipement qu'elle détient, relativement aux communes voisines.

La commune de CHERIA couvre une superficie de 563,9 ha, elle est limitée par :

- ↪ la commune de Bir-Mokadem au Nord.
- ↪ la commune de Thlidjene au Sud.
- ↪ la commune d'El Ogla el Malha à l'Est.
- ↪ la commune d'El mezreaa et la commune de Guerriguer à l'Ouest.

I-2) Situation topographique:

Faisant partie intégrante des hauts plateaux de l'Est du pays, la commune de CHERIA est caractérisée par un relief quasiment plat. L'altitude moyenne est de 1050 m par rapport au niveau de la mer.

I-3) Situation climatologique:

La commune de CHERIA est caractérisée par un climat continental (l'irrégularité des précipitations et l'importance des amplitudes thermiques).

Ce climat se caractérise par d'importance variations thermique entre le jour et la nuit et les saisons extrêmes, l'hiver est rigoureux, la température observée est fréquemment en dessous de zéro.

- ↪ La température moyenne est de 15.85° et $T^{\circ}\text{max} = 45,5^{\circ}$; $T^{\circ}\text{min} = 05^{\circ}$
- ↪ La pluviométrie annuelle est de 250 mm.
- ↪ le vent dominant est du Nord-Ouest.

I-4) Situation géologique, hydrographique et sismique:

I-4-A) Géologie :

CHERIA et ses environs sont inclus dans le bassin versant des monts des Nememchas.

Ils forment une vaste cuvette entourée par des massifs du Maastrichtien et constituent la plaine de Chéria.

Du point de vue géologique, le territoire est entouré par une chaîne calcaire de l'Eocène inférieur. Cette chaîne complètement dénudée, a subi un ravinement parfois profond par les eaux superficielles et une dislocation intense.

La plaine de Chéria est quant à elle, constituée par le remplissage de la cuvette par les alluvions anciennes du quaternaire indéterminé.

L'Oued de Chéria traverse cette plaine du Nord au sud et contourne l'agglomération à l'Est et au Nord. [10]

I-4-B) Hydrographie :

Le réseau hydrographique est peu important, tous les oueds de la commune sont à écoulement temporaires sauf l'oued de Chéria qui représente le principal émissaire naturel des eaux pluviales émanant de son bassin versant.

Dans le domaine des eaux souterraines, le plateau de Chéria renferme une importante nappe phréatique qui constitue pour la région de Tébessa de véritable potentialité hydrique. [10]

I-4-C) La Sismicité :

La wilaya de Tébessa est de faible sismicité (Zone I) selon le document technique réglementaire et les règles parasismiques Algériennes (RPA 99/version 2003).

Par conséquent, aucune règle particulière ne sera appliquée sauf pour les constructions et édifices stratégiques qui doivent rester opérationnels en cas de séisme majeur (siège de daïra et APC, casernes des pompiers, château d'eau ...).

I-5) Situation Sociodémographique:

Toute planification, en matière d'habitat, prend pour base les besoins de la population, qui sont eux-mêmes déterminés à partir de l'analyse sociodémographique préalable. C'est par la connaissance de leur dimension, de leur structure, de leurs caractéristiques, de leur tendance passées et de leurs perspectives futures d'évolution que la demande sociale globale, émanant de la population est estimée par la planification. [10]

I-5-A) La population :

L'étude concernant l'estimation des besoins en eau reste liée au développement Démographique et à l'élévation du niveau de vie. Donc l'estimation doit être faite en fonction de l'évaluation de la population à différents horizons.

La commune de Chéria a enregistré un taux d'accroissement positif important dans les deux décennies. Son développement a été plus grand que la majorité des autres communes de la wilaya la faisant passer de la quatrième position lors du recensement de 1977, à la deuxième place (derrière le chef lieu de wilaya) en 1987.

Cet accroissement évolutif plus important de la commune fait passer la proportion de la population communale dans la wilaya de 7,95% en 1977 contre 10,37% en 1987 et 11,77% en 1998.

Compte tenu de la politique de limitation et l'espacement des naissances, d'une part et d'autre part la conjoncture économique difficile que traverse le pays, le taux d'accroissement a baissé à 2,5 % (taux communiqué par le D.P.A.T).

I-5-B) L'habitat :

Le parc logement est considéré comme l'un des principaux éléments qui compose le tissu urbain, il a ses caractéristiques qui le différencie des autres espaces selon la densité, la topologie et le statut juridique.

L'exploitation des informations données par le P.D.A.U actualisées à partir des résultats du recensement de la population et de l'habitat de 1998, a permis de connaître la situation passée et comprendre l'état actuel de la commune de Chéria.

Le taux d'occupation par logement de Chéria est supérieure à la norme fixée par le Ministère de la planification et de l'aménagement de territoire (06 personnes /logement). Prés de 08 personnes occupent un même logement ce qui s'illustre par déficit de plusieurs logements au niveau de la commune sans tenir compte des logements vétustes qui viennent aggraver la situation. [10]

I-6) Présentation hydraulique:

I-6-A) Ressources en eau potable :

Actuellement la ville de CHERIA tire ses ressources en eau potable à partir de quatre forages à savoir (CH1bis, CH5, J8-9bis, CH3). On note au passage qu'il existe trois forages (GK8 et CH2, CH1) mais qui ne sont pas exploités car ils sont désaffectés.

Vu la situation actuelle des forages, il est impossible d'estimer avec exactitude la capacité de production, toutefois selon les informations recueillies au niveau de l'A.D.E de l'unité de Chéria, la capacité totale de production du champ de captage de Chéria actuellement est de 18748,80 m³/j.

► **Tableau I-1 : caractéristiques principales des forages de la ville de CHÉRIA.**

N°	Désignation	Lieu	Coordonnées			Année de réalisation	Niveau statique N_s (m)	Niveau dynamique N_d (m)	Débit Initial (l/s)	Débit actuel (l/s)
			X (m)	Y(m)	Z (m)					
1	CH1 bis	Chéria	956900	231200	1090	2003	22,22	23,80	73	59
2	CH3	Chéria	958100	230850	1084	2001	31,98	32,40	56	48
3	CH5	Chéria	960950	234000	1105,5	2006	28,6	29,60	76	64
4	J8-9bis	Chéria	387267,4	3904571,6	1095,5	1976	13,6	19,10	60	46
Total									217	

Source (A.D.E * unité de Chéria*)

I-6-B) Ouvrages de stockage :

Pour pouvoir satisfaire à tout moment, la demande en eau potable des abonnés, les réservoirs ont été réalisés de façon à satisfaire les besoins.

Le stockage de l'eau potable de la ville de Chéria est assuré par six réservoirs de tête à savoir de capacité du stockage totale égale à 7000 m³ :

- ↳ un réservoir R1 semi enterré (500 m³) situé au Nord-ouest de ville.
- ↳ un château d'eau R2 (500 m³) situé au centre de la ville.
- ↳ deux cuves jumelés R3+R4 (2×1000 m³) situé au Nord-est de la ville.
- ↳ deux cuves jumelés R5+R6 (2×2000 m³) situé au Nord-est de la ville.

L'implantation de ces réservoirs a été faite à des côtes différentes et leurs remplissage se fait par refoulement à partir du champ du captage cité auparavant.

I-6-C) Réseau d'adduction :

Le réseau d'adduction de la ville de Chéria est composé principalement de trois (03) adductions reliant les quatre forages aux six réservoirs cités auparavant. La longueur totale de ces adductions est environ 10 Km.

► Adduction reliant le forage CH1-bis au réservoir R1 (500 m³) :

La conduite assurant ce refoulement est en fonte Ø250 arrivée au site du forage CH1 (désaffecté), puis elle continue en fonte Ø200 jusqu'au réservoir à alimenter (R1).

► Adduction reliant les forages CH1-bis et CH3 au château d'eau R2 et les cuves jumelés (2×1000 m³) :

Les eaux des deux forages CH3 et CH1-bis sont collectées dans une conduite en Fonte Ø 250 qui arrive jusqu'à l'entrée de la ville puis elle continue en acier enrobé Ø400 jusqu'au parc

de l'APC, ensuite elle continue en fonte Ø300 pour remplir le château d'eau et les cuves jumelés ($2 \times 1000 \text{ m}^3$).

➤ **Adduction reliant les forages CH5 et J8-9bis aux cuves jumelées ($2 \times 1000 \text{ m}^3$) et les cuves jumelés ($2 \times 2000 \text{ m}^3$) :**

Les eaux du forage CH5 sont refoulées dans une conduite en fonte Ø200 qui arrive au forage J8-9bis pour le renforcer, ensuite les eaux des deux forages sont acheminées vers les cuves jumelés ($2 \times 1000 \text{ m}^3$) par le biais d'une conduite en fonte Ø300 mm.

L'adduction par refoulement est continuée son chemin vers les deux cuves jumelés ($2 \times 2000 \text{ m}^3$) à l'aide des conduites de différents natures (fonte Ø 300 puis acier enrobé Ø 300).

➤ **Tableau I-2: Caractéristiques des conduites d'adduction.**

<i>Désignation Des Tronçons</i>	<i>Type de matériau</i>	<i>Etat</i>	<i>Diamètre (mm)</i>	<i>Longueur (ml)</i>
(CH1bis-CH3) vers (R1 ; R2+R3 et R4)	Acier enrobé	Moyen	400	445
	Fonte	Bon	200 ; 250 ; 300	5280
(CH5-J8-9bis) vers (R3+R4 et R5+R6)	Acier enrobé	Bon	300	190
	Fonte	Bon	200 ; 300	4025
Total				9940 ml

Source (A.D.E * unité de Chéria*)

I-6-D) Réseau de distribution :

La distribution de l'eau potable de la ville de CHERIA est assurée par six réservoirs qui déversent l'eau gravitairement sur un réseau mixte (maillé et ramifié) de longueur environ 45000 m .Ce réseau a été réalisé au fur et à mesure du développement et de l'extension de la ville dans les années soixante-dix.

Le réseau de distribution est constitué de différents diamètres allant du diamètre 40/49 Acier galvanisé au diamètre 500 Acier enrobé. Le matériau des conduites est diversifié : (Polyvinyle de chlorure *PVC*, acier galvanisé, Fonte, Amiante Ciment et Polyéthylène à haute densité *PEHD*) avec des pourcentages différents à savoir.

Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons défini les données nécessaires concernant notre ville du point de vue topographie, climat, géologie, démographie, ainsi que la situation hydraulique, Ces données nous serviront pour entamer notre étude.

CHAPITRE II

Diagnostic Et Recommandation du système actuel d'A.E.P

II-Diagnostic Et Recommandation du système actuel d'A.E.P :

Introduction :

L'objectif de ce diagnostic est de faire une description approfondie sur l'état du système d'alimentation en eau de la ville de Chéria, et la détermination des défaillances et des points noirs du système de production et du réseau de distribution.

Le contenu de ce chapitre comporte le diagnostic des éléments suivants :

- ↳ Description de la chaîne de production.
- ↳ Les ouvrages du stockage.
- ↳ Le réseau de distribution.

II-1) Description de la chaîne de Production:

Actuellement, la chaîne de production de la ville de CHERIA est caractérisée par le fait qu'elle est alimentée à partir de quatre forages à savoir CH1bis, CH5, J8-9bis et CH3 dont trois à l'arrêt (GK8 et CH2, CH1). On note qu'il n'existe aucun ouvrage de production des eaux superficielles destinées à l'alimentation en eau potable.

La détermination des défaillances et les points noirs du système de production est se faite sur place d'après les sorties que nous avons effectuées sur terrain.

II-1-A) Forage CH1-bis :

Le forage CH1-bis est situé à 2,25 Km Ouest de la ville de CHERIA en allant vers la willaya de Khenchela et à 1,25 Km Ouest de CH3. Il a été réalisé en 2003 sur une profondeur de 150 m.

Ces eaux sont captées par une pompe immergée à axe verticale dont le débit est de 59 l/s et de HMT= 180 m ainsi la puissance est de 65 kwh. Ses eaux sont acheminées par refoulement à l'aide d'une conduite en fonte Ø 250 mm sur une longueur de 668 m, en arrivant au forage existant CH I (qui n'est plus en service) cette conduite continue en fonte du diamètre 200 mm et de longueur 1425 m jusqu'au réservoir R1 de capacité 500 m³.

Les résultats des analyses physico-chimiques montrent que l'eau de ce forage est potable dont le faciès chimique est de type Bicarbonate calcique.



Figure II-1 : Vue du forage CH1-bis.

➤ **Tableau II-1 : Equipements du forage CH1bis et leurs états.**

<i>FORAGE</i>	<i>EQUIPEMENTS</i>	<i>ETAT</i>
CH1-bis	01 Vanne ϕ 150 PN16	Bon
	01 Compteur ϕ 200	Bon
	01 Clapet ϕ 150	Bon
	01 Ventouse (DN50, PN16)	Corrodée
	01 Manomètre 16 bars	Bon

Les remarques constatées sont :

- Absence d'un anti bélier.
- Les vannes et les conduites sont dans un bon état.
- L'inexistence de clôture de protection.
- Présence d'un post transformateur en bon état.
- Absence d'un débitmètre.
- Absence d'une prise d'échantillon pour analyser l'eau.

II-1-B) Forage CH3:

Le forage CH3 est situé à 1,5 km à la sortie Ouest de la ville de CHERIA en allant vers KHENCHELA et de 03 Km Est de CH1-bis. Ce forage a été réalisé en 2001. La pompe qui a été installé dans ce forage est de type immergée à axe verticale dont le débit est de 48 l/s et de HMT= 192 m et de puissance 75 kw. Ces eaux sont acheminées par refoulement à l'aide d'une conduite de différents diamètres (Fonte ϕ 250, acier enrobé ϕ 400 et Fonte ϕ 300) sur

une longueur de 4244 ml dont leur but c'est le remplissage du château d'eau R2 (500 m³) puis les cuves jumelés 2x1000 m³.



Figure II-2: Vue du forage CH3.

➤ **Tableau II-2 :** Equipements du forage CH3 et leurs états.

FORAGE	EQUIPEMENTS	ETAT
CH3	01 Vanne ϕ 150 PN16	Bon
	01 Compteur ϕ 200	Bon
	01 Clapet ϕ 150	Mauvais
	01 Ventouse (DN50, PN16)	Bon

Les remarques constatées sont :

- compteur défectueux.
- Pas de clôture de protection.
- Absence d'un anti-bélier.
- Inexistence d'un manomètre.
- Manque de l'éclairage.
- Manque du débitmètre.
- Les câbles d'électricité ne sont pas protégés.
- Absence d'une prise d'échantillon pour analyser l'eau.

II-1-C) Forage CH5:

Le forage CH5 est situé à la sortie Nord- Est de la ville de CHERIA à 30 m de la route nationale N°143, Il a été réalisé en 2004.

Ces eaux sont captées par un groupe électropompe immergé à axe verticale dont le débit est de 64 l/s et de HMT=192 m. La conduite de refoulement de la pompe jusqu'au forage J8-9bis est en fonte Ø 200 de longueur 760ml.



Figure II-3: Vue du forage CH5.

➤ **Tableau II-3 : Equipements du forage CH3 et leurs états.**

FORAGE	EQUIPEMENTS	ETAT
CH5	01 Vanne (φ 200, PN16)	Bon
	01 Compteur φ 200	Bon
	01 Clapet (φ 200, PN16)	Bon
	01 Ventouse (φ 50, PN16)	fuitant
	01 Manomètre PN 25	Bon

Les remarques constatées sont :

- Les vannes et les compteurs sont dans un état bon.
- Absence d'un anti-bélier.
- Coupure électrique.

- Pas de clôture de protection.
- post transformateur en moyen état.
- Le câble d'électricité n'est pas protégé.

II-1-D) Forage J8-9bis:

Le forage J8-9bis réalisé en 1976 est situé à la sortie Nord-est de la ville de CHERIA en allant vers TEBESSA.

Ces eaux sont captées par un groupe électropompe immergé à axe verticale dont le débit est de 46 l/s et de HMT=180 m. La conduite d'adduction du forage jusqu'aux deux cuves jumelés 2x1000 m³ et 2x2000 m³ est de longueur totale égale à 3455 m, le nature de cette adduction est diversifiée (fonte Ø300 mm, acier enrobé Ø 300).



Figure II-4: Equipement du forage J8-9bis.

➤ **Tableau II-4 :** Equipements du forage J8-9bis et leurs états.

FORAGE	EQUIPEMENTS	ETAT
J8-9bis	01 Vanne (φ 200 PN16)	Bon
	01 Compteur φ 200	Bon
	01 Clapet (φ 200, PN16)	Bon
	01 Ventouse (φ 50, PN16)	Non fonctionnelle
	01 Manomètre	Bon
	01 Anti bélier	En panne

Les remarques constatées sont :

- Les vannes et les conduites sont dans un état bon.
- Clôture de protection en bon état.
- Présence d'un post transformateur.
- Le câble d'électricité n'est pas protégé.
- Manque de sonde qui donne le niveau d'eau dans le forage.
- L'existence d'un anti-bélier.

II-2) Les ouvrages du stockage :

Les réservoirs constituent les organes régulateurs de pression et de débit entre le régime de production et le régime de consommation. Ils permettent d'emmagasiner l'eau lorsque la consommation est inférieure à la production, et la restituent lorsque la consommation devient supérieure à la production.

La capacité de stockage de l'eau potable à Chéria est de 7000 m³ répartie entre les réservoirs cités ci-dessous :

II-2-A) Réservoir R1 (500 m³):

Ce réservoir est semi enterré de forme circulaire et du volume de 500 m³. Il est implanté dans la zone Nord-Ouest de la ville sur une côte du terrain naturelle de 1118 m pour assurer l'alimentation en eau potable de cette zone et une partie du centre ville de Chéria.

Ce réservoir est construit en béton armé avec une hauteur de 4,5 m. Il est muni d'une chambre de vanne juxtaposée à lui. Son remplissage se fait par refoulement à partir des deux forages CH1bis et CH3.



Figure II-5: Vue du Réservoir R1 (500m³)

➤ **Tableau II-5 : caractéristiques principales du réservoir R1.**

<i>N°</i>	<i>Coordonnées (UTM)</i>	<i>Cotes N.G.A(m)</i>	<i>Type</i>	<i>Capacité (m³)</i>	<i>Etat</i>
R1	X= 384105,18 Y=3905110,45	Trop plein = 1122 Radier = 1118	Semi enterré	500	Moyen

Les constatations faites lors de notre visite sont :

- ↗ Une clôture de protection en mauvaise état.
- ↗ Disparition de l'étanchéité de la coupole.
- ↗ Manque de peinture et d'étanchéité extérieure.
- ↗ L'arrivée de l'eau se fait par surverse.
- ↗ Absence du flotteur et de by-pass.
- ↗ L'existance du conduite du trop plein à l'intérieur du réservoir.

II-2-B) Château d'eau R2 (500 m³) :

Ce château d'eau est un ouvrage en béton armé de capacité 500 m³ et de hauteur totale de 15m. Celui-ci a été construit au centre ville de Chéria en 1962 sur une cote de terrain naturel de 1091,18 m.

L'arrivée de l'eau à ce dernier se fait par refoulement des forages (CH3 et CH1-bis).



Figure II-6: Vue du Château d'eau R2 (500m³).

➤ **Tableau II-6 : caractéristiques principales du réservoir R2**

N°	Coordonnées(UTM)	Cotes N.G.A (m)	Type	Capacité (m ³)	Etat
R2	X=386300,16 Y=3903611,90	Trop plein =1106,18 Radier= 1091,18	surélevé	500	Moyen

Les principales défaillances qu'on a rencontrées sont :

- ↪ Manque de capteur de niveau.
- ↪ La panne du compteur.
- ↪ Une clôture de protection en mauvaise état.
- ↪ Les conduites sont corrodées.
- ↪ L'altération de la peinture extérieure du château d'eau.

II-2-C) Cuves jumelés (R3 + R4) 2X1000 m³ :

Ces réservoirs sont semi enterrés de forme circulaire, construits en béton armé, d'un volume de 1000 m³ chacun et de hauteur de 4,5m. Ils sont situés à l'Est de la ville de Chéria sur une cote du terrain naturel de 1114,80 m et alimentent le centre ville et la zone Nord-est de la ville.

Le remplissage de ces cuves jumelés se fait par refoulement des quatre forages existants et l'arrivée de l'eau pour ces dernières se fait par surverse.



Figure II-7: Vue des Cuves jumelés R2+R3 (2X1000) m³.



Figure II-8: Chambre de vannes des Cuves jumelés R2+R3 (2X1000) m³.

► **Tableau II-7:** caractéristiques principales des cuves jumelées (R2+R3).

N°	Coordonnées (UTM)	Cotes N.G.A(m)	Type	Capacité (m ³)	Etat
R3 + R4	X=387891,00 Y=3902844,73	Trop plein =1118,80 Radier=1114,80	Semi enterrés	2×1000	Moyen

Les problèmes qu'on a constatés sont :

- ↪ Manque d'éclairage à l'intérieur de la chambre des vannes.
- ↪ Manque du capteur de niveau.
- ↪ Fuites dans la chambre de vannes.
- ↪ Une clôture de protection en mauvaise état.
- ↪ L'absence de compteurs au niveau des réservoirs.
- ↪ La corrosion des conduites.
- ↪ L'existante du conduite de trop plein à l'intérieur de réservoir.

II-2-D) Cuves jumelés (R5 + R6) 2X2000 m³ :

Ces réservoirs sont de capacité de 2000 m³ chacun. Ils sont Situés à l'Est de la ville de Chéria et implantés sur une cote du terrain naturel de 1152,15 m. La conduite de distribution qui ressort de ces cuves sert à alimenter la région Sud et une grande partie du centre ville.

Ces cuves sont circulaires semi enterrés construits en béton armé et leur remplissage se fait à partir des deux forages CH5 et J8-9bis.



Figure II-9: Cuves jumelés R5 et R6 (2X2000 m³)

➤ **Tableau II-8 :** caractéristiques principales des cuves jumelées (R5+R6).

N°	Coordonnées (UTM)	Cotes N.G.A(m)	Type	Capacité (m ³)	Etat
R5 et R6	X=389039,17 Y=3902179,59	Trop plein=1156,15 Radier=1152,15	Semi enterrés	2×2000	Mauvais

Les principaux problèmes sont les suivants :

- ↪ Mauvaise étanchéité de la coupole.
- ↪ Manque du flotteur.
- ↪ Manque d'entretien des installations.
- ↪ Manque du compteur.
- ↪ L'existance du conduite de trop plein à l'intérieur de réservoir.
- ↪ Les conduites et les vannes ne sont pas scellées.

II-3) Diagnostic du réseau de distribution :

Le réseau de distribution de la ville de Chéria couvre pratiquement la totalité de la ville, il est de type mixte (maillé et ramifié) de longueur totale environ de 45000 m. Sa mise en service se fait gravitairement à partir les six réservoirs existants au chef lieu de Chéria.

II -3-A) Nature et linéaire des conduites selon leurs diamètres :

Le linéaire des conduites tel qu'il ressort de nos diverses investigations est donné après des reconnaissances détaillées des lieux et l'analyse des informations et des documents existants au niveau de (Subdivision d'hydraulique, A.P.C et A.D.E) de la ville de CHERIA.

Les caractéristiques principales des conduites du réseau de distribution sont données selon la nature du matériau et le diamètre des conduites dans le tableau II-9.

➤ **Tableau II-9 : caractéristiques géométriques du réseau de distribution.**

<i>Nature du matériau</i>	<i>Diamètre (mm)</i>	<i>Longueur (m)</i>
PVC	160	994
	125	463
	110	2060
	90	15479
	75	634
	Total P.V.C	19630
Amiante ciment	300	3216
	250	1747
	200	2106
	150	1032
	125	1942
	Total amiante Ciment	10043
Acier	500	1323
	400	590
	300	1734
	100	3088
	40-49	1560
	Total Acier	8295
Fonte	150	513
	125	722
	100	1137
	Total Fonte	2372
PEHD	160	346
	110	637
	90	2198
	75	359
	Total P.E.H.D	3540
longueur totale du réseau de distribution		43880

Le réseau principal est de linéaire global de 43880 m, sur lesquels nous avons 19630 m soit 45 % en PVC, 10043 m soit 23 % en amiante Ciment, 2372 m soit 5 % en Fonte, 8295 m soit 19 % en Acier et 3540 m soit 8% en PEHD.

La figure (II-10) représente la structure du réseau de distribution en pourcentage des matériaux qui le constitue.

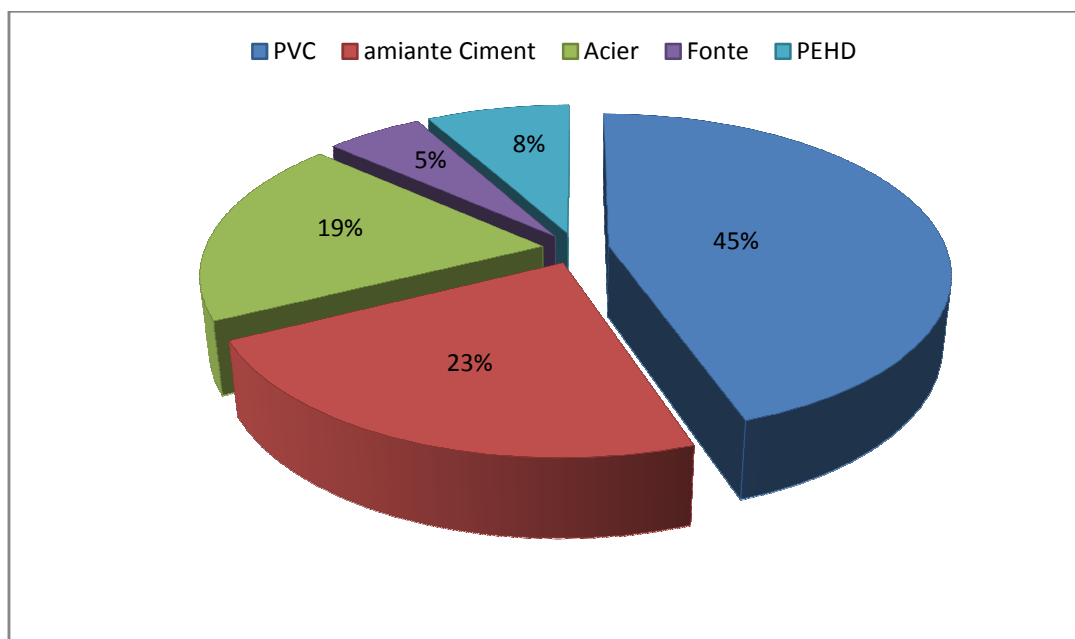


Figure II-10: Structure du réseau de distribution de la ville de CHERIA

II -3-B) Les regards de vannes :

Les profondeurs de pose sont variables et dépendent nécessairement de la morphologie du terrain. Lors de notre visite on a pu constater que le réseau de distribution de la ville CHERIA comprend soixante huit (64) regards dont leurs principales caractéristiques sont données dans le tableau II-10.



Figure II-11: Regards de vannes en mauvais état.



Figure II-12: Conduites du réseau de distribution en mauvaise état.

Les profondeurs des regards de vannes sont mesurées à partir de la génératrice supérieure de la conduite d'A E.P.

➤ **Tableau II-10:** caractéristiques des regards de vannes.

<i>N° regard</i>	<i>Profondeur (m)</i>	<i>Remarques</i>
R1	1.4	En bon état avec tampon en fonte et échelle métallique
R2	1.4	Non accessible
R3	1.3	Regard de vidange, en mauvais état sans tampon
R4	-	Regard de vidange, en bon état, dalle en mauvais état
R5	-	Non accessible
R6	-	Regard de vidange, en bon état avec dalles en béton
R7	1.45	En bon état avec 4 dalles en béton
R8	-	Non accessible
R9	-	Non accessible
R10	0.95	En mauvais et sans tampon
R11	0.6	Parois en terre sans tampon, vanne défectueuse
R12	-	Non accessible
R13	1.2	En bon état avec tampon en fonte
R14	-	Non accessible
R15	-	Non accessible
R16	-	En mauvais état avec tampon en fonte
R17	-	En mauvais état avec tampon en fonte
R18	-	En mauvais état plein de déchets avec tampon en béton
R19	-	Enterré
R20	0.9	En bon état
R21	0.85	En mauvais état plein de pierres
R22	-	Non visité
R23	-	Non accessible
R24	-	Non accessible

Suite du Tableau II-10: caractéristiques des regards de vannes.

<i>N° regard</i>	<i>Profondeur (m)</i>	<i>Remarques</i>
R25	-	Regard de ventouse, équipement a l'air libre
R26	-	Regard de ventouse, enterré
R27	-	Non accessible, tampon enterré
R28	-	En mauvais état (plein de déchets)
R29	-	Non accessible
R30	-	Non accessible
R31	-	En mauvais état avec tampon en fonte
R32	-	Regard enterré
R33	0.5	En bon état avec dalle en béton
R34	-	En mauvais état (plein de déchets)
R35	-	Non accessible
R36	-	Non accessible
R37	1.05	Non accessible
R38	0.45	En bon état
R39	1.05	En bon état
R40	1.05	En bon état
R41	1.2	En bon état, vanne fuyante.
R42	-	Non accessible
R43	0.55	En mauvais état (plein de déchets)
R44	0.9	En bon état ; vanne en fuite
R45	-	En mauvais état (plein de terre)
R46	0.6	Non couvert et plein d'eau et de déchets
R47	-	Non visitable
R48	-	En mauvais état (plein de déchets)
R49	-	En mauvais état
R50	0.8	En bon état
R51	-	Plein de déchets
R52	0.95	Plein de déchets
R53	1.03	En moyen état
R54	-	Non accessible
R55	0.68	En mauvais état et non couvert
R56	1.6	En bon état
R57	-	Non accessible
R58	-	Non accessible
R59	1.05	En mauvais état sans tampon avec échelle métallique
R60	0.6	En bon état, vanne fuyante.
R61	-	Non accessible
R62	-	Regard de vidange sans tampon, plein de pierre
R63	0.63	Regard de vidange sans tampon, plein de pierre
R64	-	En mauvais état (plein de pierres)

II-3-C) Etat du réseau de distribution :

Les conduites du réseau de distribution de la ville sont dans un mauvais état et ne permet pas de répondre aux besoins en eau des consommateurs car :

- ↪ L'existence des fuites dans le réseau (presque 25%).
- ↪ Le réseau est dégradé sur plusieurs tronçons.
- ↪ les conduites les plus anciennes, en acier subissent des phénomènes de corrosion et d'incrustations ferrugineuses.
- ↪ Les bouches d'incendie et les robinets vannes sont corrodés et ne sont pas protégés contre les effets extérieurs.
- ↪ Les regards de vannes de distribution sont en mauvais état.

❖ **Remarque :** Actuellement, D'après les informations recueillies au niveau de l'unité l'A.D.E de Chéria, le réseau ne fonctionne pas à plein temps mais suit un régime de coupure d'eau et l'alimentation en eau potable des différentes parties de la ville se fait par intermittence. Ceci est dû à l'indisponibilité d'une quantité d'eau suffisante pour alimenter la ville tous les 24 heures.

II-4) Recommandations :

Afin de permettre un bon fonctionnement du système d'A.E.P de la ville de Chéria, on préconise les recommandations suivantes :

II-4-A) Recommandation concernant la chaîne de production :

Les forages qui existent au niveau de la ville sont dans un état bon néanmoins des recommandations sont nécessaires :

- ✓ Adapter les pompes au captage.
- ✓ Entretien des abris des forages (peinture, éclairage...etc.).
- ↪ Etablir un planning pour le fonctionnement des pompes (ne dépassent pas 20h) pour n'est pas fatigué ces dernières.
- ↪ Installer des anti-béliers dans les forages (CH1 bis, CH3 et CH5).
- ↪ Entretien des robinets vannes, les ventouses et les conduites de refoulement.
- ↪ Equiper les forages par les différents moyens de protections (extincteur...)
- ↪ Afin d'éviter les coupures qui nuisent énormément à la production voir même à la distribution, on propose l'installation d'un groupe électrogène qui prend le relais du transformateur en cas de coupure d'énergie.

II-4-B) Recommandation concernant les Réservoirs :

- ☞ Installer des capteurs de niveau pour les 06 réservoirs.
- ☞ Nettoyage des chambres de vannes (pleines d'eau et de détritits, etc.....).
- ☞ Equiper les conduites de distribution sortant des réservoirs par des compteurs.
- ☞ Remettre en état les portails métalliques.
- ☞ Reprise de l'étanchéité de la coupole en utilisant un matériau de couverture souple commercialisé en rouleaux avec une mise en place bien soignée (réservoir $2 \times 1000 \text{ m}^3$ et $2 \times 1000 \text{ m}^3$).
- ☞ Repeindre les réservoirs en utilisant une peinture contre l'humidité.
- ☞ Contrôler la qualité des eaux distribuées et la quantité du chlore ajoutée à l'eau.

II-4-C) Recommandation concernant le réseau de distribution :

- ☞ Les regards de vannes sont dans un mauvais état et quelques uns sont inaccessibles qui doivent être ouvert pour vérifier leurs états et les nettoyer éventuellement.
- ☞ remplacer les anciennes conduites par des conduites en PEHD.
- ☞ Equiper les conduites en acier par des dispositifs de protection cathodique et veiller à leurs contrôles.
- ☞ Réparation des branchements avec un bon raccordement.
- ☞ La recherche et la réparation des fuites :
 - ✓ Soit par soudure de la conduite si celle-ci est en acier.
 - ✓ soit par l'utilisation des manches de réparation qui ne nécessite pas la coupe de la conduite rompue et assurent une plus grande sécurité pour la qualité d'eau, tout en réduisant le coût de l'intervention.

Conclusion :

A travers ce chapitre on a présenté l'ensemble des équipements formant le système d'alimentation en eau potable de la ville de Chéria en passant par le diagnostic physique des forages, des ouvrages de stockage et du réseau de distribution qui montre qu'il y a beaucoup des insuffisances gênent leurs fonctionnements convenable .Puis on a donné des recommandations pour remédier aux problèmes physiques rencontrés au niveau de ce système.

CHAPITRE III

Estimation Des Besoins En Eau Et De Capacité Du Stockage

III-Estimation Des Besoins En Eau Et De Capacité Du Stockage :

Introduction :

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

Compte tenu de ce déficit en eau, l'estimation des besoins en eau domestique, devient de plus en plus problématique particulièrement dans les études de projets d'alimentation en eau potable. En effet, pour les agglomérations urbaines, une valeur moyenne de la dotation unitaire de 150 litres par habitant par jour est souvent adoptée, une valeur qui répond bien aux normes étrangères, mais qui s'avère inadaptée au niveau national, en vu de l'insuffisance de nos ressources hydrique. [3]

III-1) Evolution de population et perspective de développement :

Selon nos informations recueillies au niveau de l'APC de Chéria et les données du PDAU, la population de la commune (RGPH 1998) est estimée à 52183 habitants.

D'après le recensement effectué par les services d'APC en 2008, la population de la commune de Chéria (chef lieu) étant de **66587** habitants.

L'objectif de notre étude est de satisfaire les besoins en eau potable à l'horizon **2035** ; pour l'estimation de la population future, nous adopterons un taux d'accroissement de **2,50 %** (Source : APC de Chéria), ce taux représente la moyenne nationale en zone semi urbaine

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

$$\text{Avec : } P_n = P_0 [1 + \tau]^n \dots\dots\dots \text{(III-1)}$$

- ✓ 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 recueillies au niveau d'APC de Chéria [$\tau = 2,50\%$] .
- ✓ n : nombres d'années séparant l'année de référence a l'horizon considéré.

L'évolution de la population du chef lieu de Chéria est donnée dans le tableau III-1.

➤ **Tableau III-1:** Estimation de l'évolution de la population.

<i>Horizons</i>	1998	2008	2010	2020	2035
<i>taux d'accroissement %</i>	/	2,5	2,5	2,5	2,5
<i>population</i>	52183	66587	69958	89552	129698

(Source : A.P.C de Chéria).

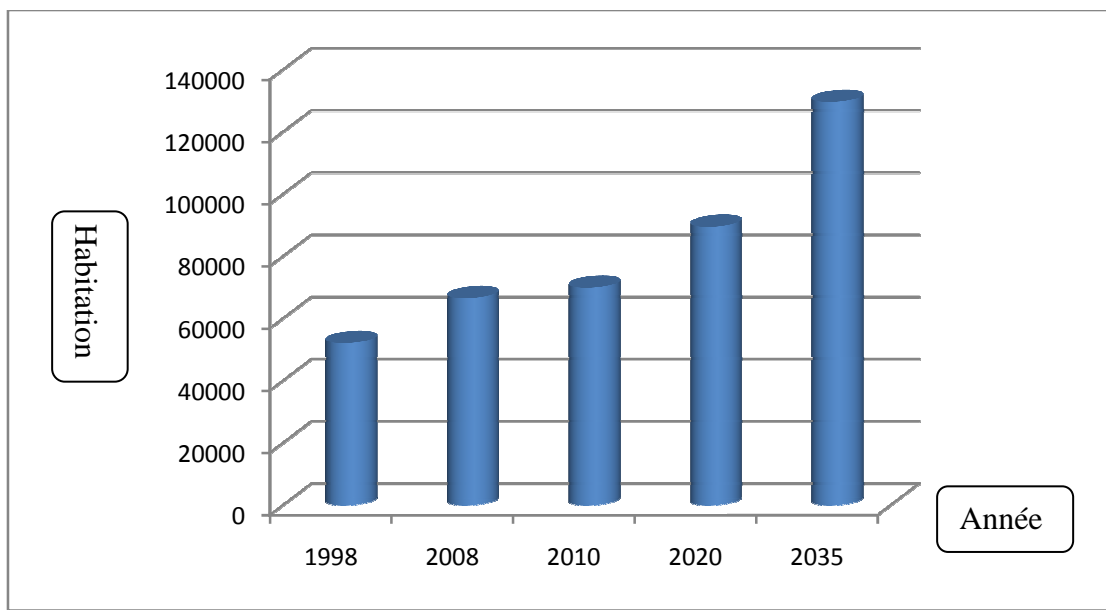


Figure III-1 : Evolution de la population du chef lieu de Chéria 1998-2035

III-2) Evaluation des besoins en eau potable à l'état actuel (2010) :

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

III-2-A) Consommation moyenne journalière :

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

$$\text{Avec : } Q_{moyj} = \frac{(Q_i \times N_i)}{1000} \text{ en } [m^3/j] \dots\dots\dots \text{(III-2)}$$

- ✓ $Q_{moy,j}$: consommation moyenne journalière en m^3/j .
- ✓ Q_i : dotation moyenne journalière en $l/j/hab$.
- ✓ N_i : nombre de consommateurs.

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

- ❖ **Besoins domestiques** : En se basant sur les tendances et les recommandations internationales, la dotation moyenne par habitant et par jour se situe comme suit :
 - ◆ Ville de moins de 20000 hab. : 150 à 200 l/j/hab.
 - ◆ Ville de 20000 à 100000 hab. : 200 à 300 l/j/hab.
 - ◆ Ville de plus de 100000 hab. : 300 à 350 l/j/hab. [2]

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

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

➤ **Tableau III-2: Estimation des besoins en eau potables à l'état actuel (2010) pour les différentes catégories.**

catégories de consommateurs	Type de Besoins	Equipements	unité de base	nombre	dotation (l/j/unité)	Q _{moy,j} (m ³ /j)
Domestique	Domestique		Hab.	69958	150	10493,70
équipement publics	scolaire	22 écoles primaires	élève	7650	10	76,50
		12 C.E.M	élève	8250	10	82,50
		04 LYCEE	élève	4300	10	43,00
		01 C.F.P.A	stagiaire	400	30	12,00
	Administratif	APC	employé	45	15	0,68
		Daïra	employé	28	15	0,42
		3 P.T.T	employé	35	15	0,53
		Sonelgaz	employé	13	15	0,20
		sub.hydraulique	employé	11	15	0,17
		S.T.P	employé	15	15	0,23
		S.U.C.H	employé	8	15	0,12
		Parc d'APC	employé	25	15	0,38
		Recette	employé	7	15	0,11
		C.N.A.S	employé	9	15	0,14
		O.P.G.I	employé	17	15	0,26
		pompier	unité	1	25000	25,00
		Police	Agent	90	40	3,60
Palais de justice	employé	20	15	0,30		
Gendarmerie	personnes	50	150	7,50		

Suite du Tableau III-2: Estimation des besoins en eau potables à l'état actuel (2010) pour les différentes catégories.

catégories de consommateurs	Type de Besoins	Equipements	unité de base	nombre	dotation (l/j/unité)	$Q_{moy,j}$ (m^3/j)
équipement publics	Sanitaires	Hôpital	lit	200	300	60,00
		04 Centre de santé	patient	120	20	2,40
		01 Polyclinique	patient	40	50	2,00
	Socioculturels	Maison de jeune.	personnes	150	15	2,25
		06 Mosquée.	fideles	5000	20	100,00
		Complexe sportive	personnes	200	60	12,00
		stade communale	vestiaire	1	5000	5,00
		Hôtel	lit	25	150	3,75
		Cinéma	personnes	150	10	1,50
	Commerciaux	Restaurant	repas	600	30	18,00
		Boulangerie	unité	8	400	3,80
		Boucherie	unité	56	50	2,80
		Douche publique	unité	15	5000	75,00
		Abattoir	unité	1	4500	4,50
Station d'essence		unité	7	1000	7,00	
cafés		clients	600	10	6,00	
Arrosages	Rues		m^2	8000	5	40,00
	Jardins publiques		m^2	5000	5	25,00

(Source : A.P.C de Chéria).

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

➤ **Tableau III-3: besoins en eau potables de la ville de Chéria à l'horizon actuel (2010).**

Catégorie des besoins	Domestique	Administratif	Scolaires	Sanitaires	Commerciaux	Socio - culturels	Arrosage	Total
$Q_{moy,j}$ (m^3/j)	10493,70	39,60	214,00	64,40	116,50	124,50	65,00	11117,70

III-2-B) consommation maximale journalière : [2]

B-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 (III-3).

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

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

Dans notre projet on prend : $K_{\max, j}=1,2$ pour l'agglomération et $K_{\max, j}=01$ pour l'arrosage.

B-2) Coefficient d'irrégularité minimum journalier ($K_{\min, j}$) :

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

la relation suivante : $K_{\max j} = \frac{Q_{\min j}}{Q_{\text{moyj}}} \dots\dots\dots \text{(III-4)}$

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

B-3) Débit maximum journalier:

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

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

- ☞ $Q_{\max, j}$: débit maximum journalier en m^3/j .
- ☞ $Q_{\text{moy, j}}$: débit moyen journalier en m^3/j .
- ☞ $K_{\max, j}$: coefficient d'irrégularité maximale journalière.

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

III-2-C) Détermination des consommations horaires : [2]

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

C-1) Débit moyen horaire :

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante :

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

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

C-2) Détermination du débit maximum horaire :

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

$$Q_{max, h} = K_{max, h} \times Q_{moy, h} \quad (m^3/h) \dots\dots\dots (III-7)$$

- ☞ $Q_{moy, h}$: débit moyen horaire en m^3/h .
- ☞ $K_{max, h}$: Coefficient d'irrégularité maximale horaire. Ce coefficient représente l'augmentation de la consommation horaire pour la journée, il est déterminé par la formule suivante : $K_{max, h} = \alpha_{max} \times \beta_{max} \dots\dots\dots (III-8)$
- ☞ α_{max} : Coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime du travail, varie de 1,2 à 1,5 et dépend du niveau de développement local.
Pour notre cas on prend : $\alpha_{max} = 1,30$
- ☞ β_{max} : Coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population. Le tableau III-4 donne sa variation en fonction du nombre d'habitants.

➤ **Tableau III-4:** β_{max} en fonction du nombre d'habitants.

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

Puisque on a un nombre d'habitants égale à 69958 habitants alors : $\beta_{max} = 1,12$

D'où la valeur de $K_{max, h}$ sera : $K_{max, h} = 1,3 \times 1,12 \Rightarrow K_{max, h} = 1,456$

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

➤ **Tableau III-5:** Résultats de calculs des différents débits.

Paramètres	$Q_{moy, j}$ (m^3/j)	$K_{max, j}$	$Q_{max, j}$ (m^3/j)	$Q_{max, j T}$ (m^3/j)	$Q_{moy, h}$ (m^3/h)	$K_{max, h}$	$Q_{max, h}$ (m^3/h)	$Q_{max, h}$ (l/s)
Agglomération	11052,70	1,2	13263,24	13328,24	555,34	1,456	808,58	224,61
Arrosage	65	1	65					

III-2-D) Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant :

La consommation en eau potable d'une agglomération subit de grande variation, elle dépend tout d'abord de la vocation et de l'étendue de l'agglomération et dans une même

agglomération la consommation d'eau varie durant la journée, elle est faible à certaines heures et très importante à d'autres.

Dans la présente étude, pour la détermination du débit de pointe, on a opté pour la méthode donnant la variation horaire de la consommation totale dans divers centre d'agglomération en se basant sur le tableau (III-6) qui donne les variations horaires de la consommation totale dans divers centres d'agglomération. [2]

➤ **Tableau III-6 : Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants.**

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

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

Pour notre cas on a choisi la répartition variant entre **50001** et **100000** hab. (puisque le nombre d'habitants à l'année **2010** est de **66587** hab.), la durée d'arrosage pendant la journée est prévue pour quatre (04) heures.

► **Tableau III-7 : détermination du débit maximum horaire.**

heures	Agglomérations		Arrosage		Q _{max} journalier		courbe intégrale
	%	Q (m ³ /h)	%	Q (l/s)	%	Qt (m ³ /h)	
0--1	3.00	397.90			2.99	397.90	2.99
1--2	3.20	424.42			3.18	424.42	6.17
2--3	2.50	331.58			2.49	331,58	8.66
3--4	2.60	344.84			2.59	344.84	11.24
4--5	3.50	464.21			3.48	464.21	14.73
5--6	4.10	543.79			4.08	543.79	18.81
6--7	4.50	596.85			4.48	596.85	23.29
7--8	4.90	649.90			4.88	649.90	28.16
8--9	4.90	649.90	25	16.25	5.00	666.15	33.16
9--10	5.60	742.75	25	16.25	5.69	759,00	38.85
10--11	4.80	636.64			4.78	636.64	43.63
11--12	4.70	623.37			4.68	623.37	48.31
12--13	4.40	583.58			4.38	583.58	52.69
13--14	4.10	543.79			4.08	543.79	56.77
14--15	4.20	557.06			4.18	557.06	60.95
15--16	4.40	583.58			4.38	583.58	65.32
16--17	4.30	570.32	25	16.25	4.40	586.57	69.73
17--19	4.10	543.79	25	16.25	4.20	560.04	73.93
18--19	4.50	596.85			4.48	596.85	78.41
19--20	4.50	596.85			4.48	596.85	82.88
20--21	4.50	596.85			4.48	596.85	87.36
21--22	4.8	636.64			4.78	636.64	92.14
22--23	4.6	610.11			4.58	610.11	96.72
23--24	3.3	437.69			3.28	437.69	100.00
total	100	13263,24	100	65,00	100.00	13328,24	/

Les résultats trouvés nous permettent de tracer les graphiques de la consommation totale et de la courbe intégrale (voir Fig.III.2 et III.3).

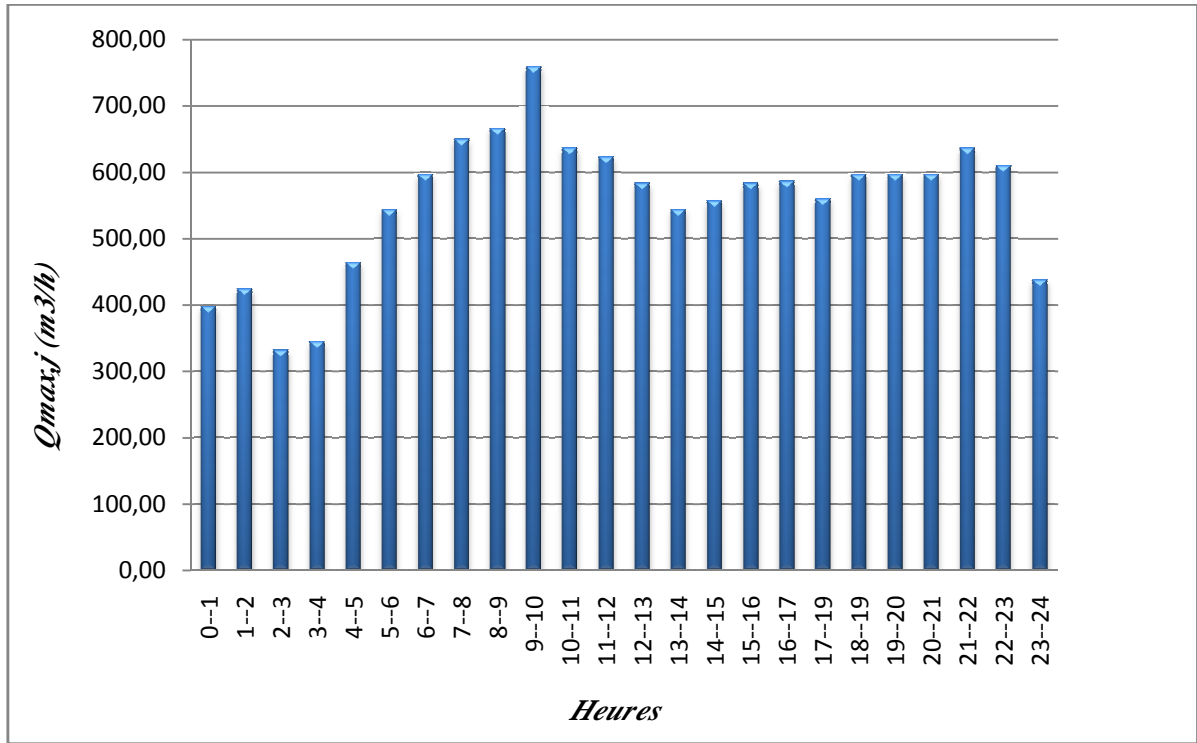


Fig. III-2 : L'histogramme de consommation actuel (2010)

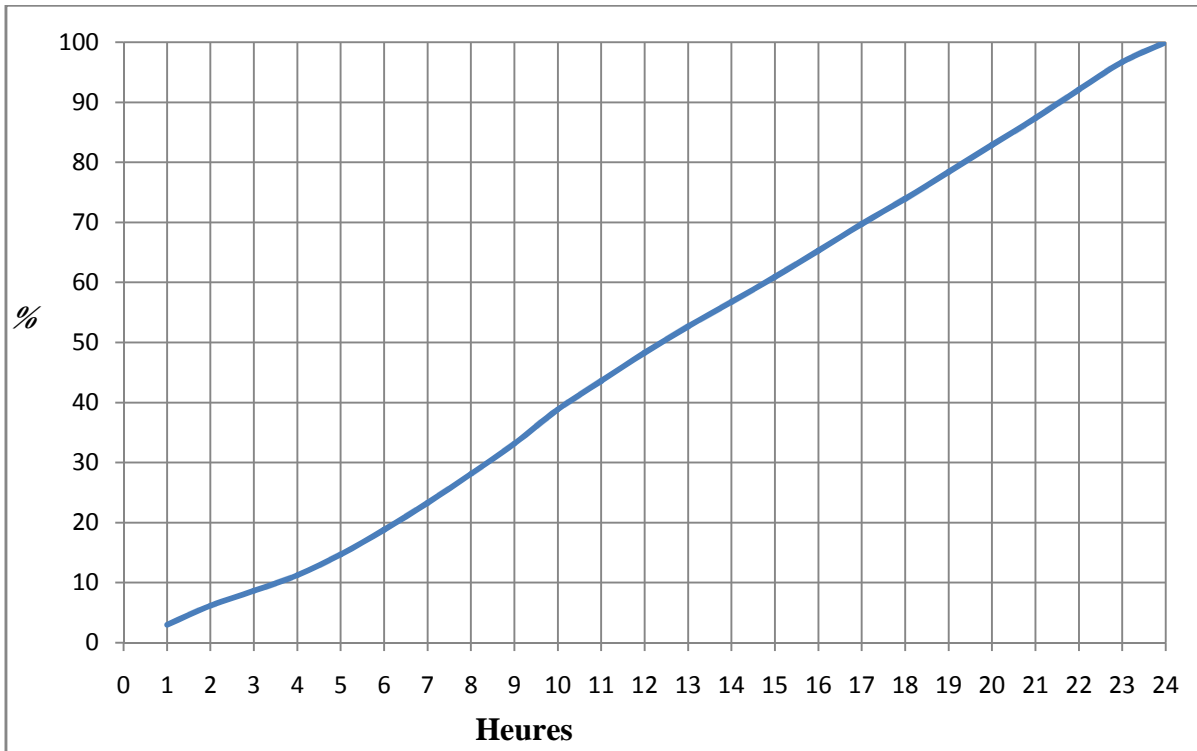


Fig.III-3 : Le graphique de consommation actuel (2010)

A partir du tableau et de graphique de consommation on a trouvé que la période de pointe s'étale entre 09h et 10h avec un débit horaire de pointe égale à :

$$Q_{max, h} = 759 \text{ m}^3/\text{h} = 210,83 \text{ l/s}$$

III-3) Estimation des besoins en eau potable à l'horizon 2035 :**III-3-A) Calcul des besoins moyens journaliers :**

Pour répondre aux besoins de la population future, nous prévoyons la réalisation d'un programme d'équipement qui sera mis au point ultérieurement. En appliquant les mêmes formules pour le calcul des débits, nous aboutissons aux valeurs théoriques du Tableau III-6 qui donne une image de projection possible pour l'horizon (2035).

► **Tableau III-8 : calcul du débit moyen des équipements projetés (2035).**

<i>catégories de consommateurs</i>	<i>Besoins</i>	<i>Equipements</i>	<i>unité de base</i>	<i>nombre</i>	<i>dotation (l/j/unité)</i>	<i>Q_{moy,j} (m³/j)</i>
Domestique	Domestique		Hab.	129698	180	23345,64
équipements publics	Scolaires	04 écoles primaires	élève	2500	10	25
		02 C.E.M	élève	1300	10	13
		01 LYCEE	élève	800	10	08
		02 Crèches	enfant	200	10	02
		Centre universitaire	étudiant	4000	180	720
	Administratifs	Annexe d'APC	employé	10	15	0.15
		Prison	prisonnier	400	180	72
		Trésor	employé	10	15	0.15
		B.N.A	employé	16	15	0.24
	Sanitaires	01 Centre de santé	patient	50	20	1.00
		Centre Psychopédagogique	patient	50	20	1.00
	Socioculturels et sportifs	01 Salle polyvalente	personne	200	20	4.00
		02 Mosquées.	fideles	1000	20	20
		02 Bibliothèques	lecteur	120	15	1.80
	Commerciaux	SNTV	unité	01	10000	10
		Centre commerciale	unité	01	1000	1.00
		Locaux commerciaux	unité	200	20	4.00

(Source : A.P.C de Chéria).

➤ **Tableau III-9: Récapitulation des besoins en eau potables de la ville de Chéria à l'horizon d'étude (2035).**

Catégorie des besoins	Domestique	Administratif	Scolaires	Sanitaires	Commerciaux	Socio - culturels	Arrosage	Total
$Q_{moy,j}$ (m^3/j)	23345,64	112,14	982,00	66,40	131,50	150,30	65,00	24852,98

III-3-B) Détermination des débits de consommation :

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

✓ $Q_{max,j} = K_{max,j} \times Q_{moy,j}$ (m^3/j). \Rightarrow Le débit maximum journalier.

✓ $Q_{moy,h} = \frac{Q_{max,j}}{24}$ (m^3/h). \Rightarrow Le débit moyen horaire.

✓ $Q_{max,h} = K_{max,h} \times Q_{moy,h}$ (m^3/h) \Rightarrow Le débit maximal horaire.

➤ **Tableau III-10: Résultats de calculs des différents débits pour l'horizon (2035).**

Paramètres	$Q_{moy,j}$ (m^3/j)	$K_{max,j}$	$Q_{max,j}$ (m^3/j)	$Q_{max,j,T}$ (m^3/j)	$Q_{moy,h}$ (m^3/h)
Agglomération	24787,98	1,2	29745,58	29810,58	1242,11
Arrosage	65	1	65		

III-3-C) Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant :

Comme mentionné plus haut le nombre d'habitant de la ville de Chéria de l'année 2035 sera 129698 habitants. D'après le tableau III-6 on a choisi pour notre cas la répartition de plus de **100000** habitants.

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

► **Tableau III-11:** Variation des débits horaires pour l'horizon (2035).

heures	Agglomérations		Arrosage		Qmax journalier		courbe intégrale
	%	Q (m ³ /h)	%	Q (l/s)	%	Qt (m ³ /h)	
0--1	3.35	996.48			3.34	996.48	3.34
1--2	3.25	966.73			3.24	966.73	6.59
2--3	3.3	981.60			3.29	981.60	9.88
3--4	3.2	951.86			3.19	951.86	13.07
4--5	3.25	966.73			3.24	966.73	16.31
5--6	3.4	1011.35			3.39	1011.35	19.71
6--7	3.85	1145.20			3.84	1145.20	23.55
7--8	4.45	1323.68			4.44	1323.68	27.99
8--9	5.2	1546.77	25	16.25	5.24	1563,02	33.23
9--10	5.05	1502.15	25	16.25	5.09	1518.40	38.33
10--11	4.85	1442.66			4.84	1442.66	43.16
11--12	4.6	1368.30			4.59	1368.30	47.75
12--13	4.6	1368.30			4.59	1368.30	52.34
13--14	4.55	1353.42			4.54	1353.42	56.88
14--15	4.75	1412.91			4.74	1412.91	61.62
15--16	4.7	1398.04			4.69	1398.04	66.31
16--17	4.65	1383.17	25	16.25	4.69	1399.42	71.01
17--19	4.35	1293.93	25	16.25	4.40	1310.18	75.40
18--19	4.4	1308.81			4.39	1308.81	79.79
19--20	4.3	1279.06			4.29	1279.06	84.08
20--21	4.3	1279.06			4.29	1279.06	88.38
21--22	3.75	1249.31			4.19	1249.31	92.57
22--23	3.75	1115.46			3.74	1115.46	96.31
23--24	3.7	1100.59			3.69	1100.59	100.00
total	100	29745.58	100	65.00	100.00	29810,58	/

Les résultats trouvés nous permettent de tracer les graphiques de la consommation totale et de la courbe intégrale (voir Fig.III.3 et III.4).

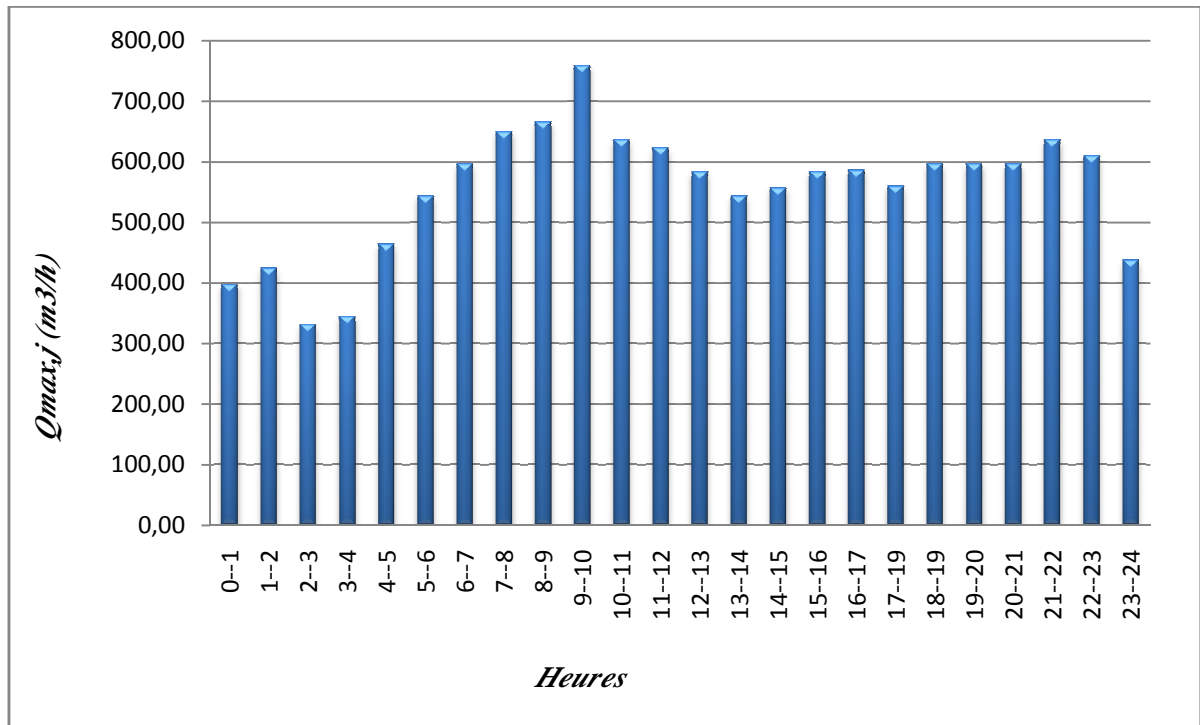


Fig. III-4 : L'histogramme de consommation pour l'horizon 2035

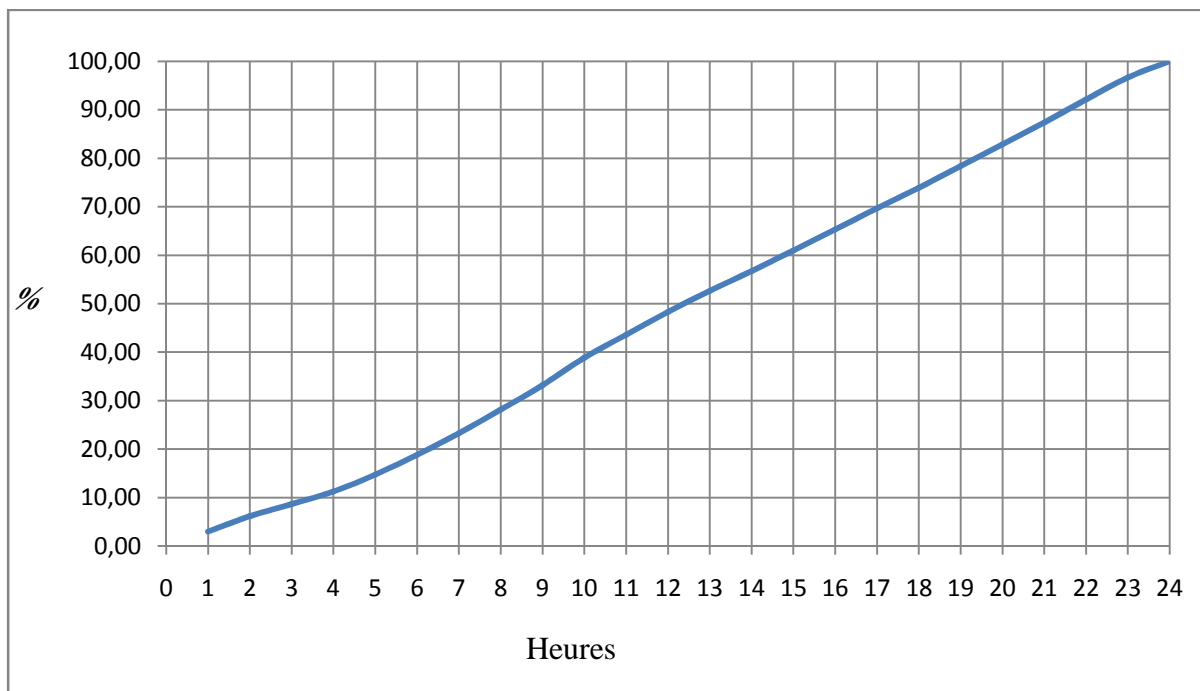


Fig. III-5 : Le graphique de consommation pour l'horizon 2035

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

$$Q_{max,h} = 1563,02 \text{ m}^3/\text{h} = 434,17 \text{ l/s}$$

III-4) Détermination de la capacité du stockage :

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

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

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

- ↳ Le régime de consommation de notre agglomération caractérisée par la courbe de consommation (Voir les Fig.III-2 ; Fig.III-4).
- ↳ Le régime d'apport d'eau à partir de la source vers le réservoir que nous avons fixé à raison de **24** heures d'apport du fait d'un captage divers de la source souterraine.

En conséquence, la capacité sera déduite à partir des résidus entre le cumul d'apport et de départ d'eau pour chaque heure pendant 24 heures. [2]

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

$$V_u = \frac{a\% \times Q_{maj}}{100} \dots\dots\dots (III-9)$$

- ✓ $a\%$: représente le maximum des restes de $Q_{max,j}$ en pourcentage.
- ✓ $Q_{max,j}$: débit maximum journalier (m^3/j).

La réserve d'incendie est par définition, la réserve minimale d'eau nécessaire pour l'extinction d'un sinistre moyen d'une durée de deux heures avec un débit moyen de $60m^3/h$, en conséquence cette réserve minimale à prévoir est de $120 m^3$. [2]

Alors le volume total du réservoir serait le suivant :

$$V_t = V_u + V_{inc} \dots\dots\dots (III-10)$$

► **Tableau III-121:** Détermination de la capacité du stockage à l'état actuel (2010).

heures	Consommation de l'eau en %	Refoulement de l'eau en %	Arrivée d'eau au réservoir	Départ d'eau du réservoir	Reste d'eau dans le réservoir
1--2	3.00	4.17	1.17		2.04
2--3	3.20	4.17	0.97		3.01
3--4	2.50	4.17	1.67		4.68
3--4	2.60	4.17	1.57		6.25
4--5	3.50	4.17	0.67		6.92
5--6	4.10	4.17	0.07		6.99
6--7	4.50	4.17		0.33	6.66
7--8	4.90	4.17		0.73	5.93
8--9	4.90	4.17		0.73	5.20
9--10	5.60	4.17		1.43	3.77
10--11	4.80	4.17		0.63	3.14
11--12	4.70	4.17		0.53	2.61
12--13	4.40	4.17		0.23	2.38
13--14	4.10	4.17	0.07		2.45
14--15	4.20	4.17		0.03	2.42
15--16	4.40	4.17		0.23	2.19
16--17	4.30	4.17		0.13	2.06
17--19	4.10	4.17	0.07		2.13
18--19	4.50	4.17		0.33	1.80
19--20	4.50	4.17		0.35	1.45
20--21	4.50	4.17		0.35	1.10
21--22	4.80	4.17		0.65	0.45
22--23	4.60	4.17		0.45	0.00
23--24	3.30	4.17	0.87		0.87
Totaux	100	100	7.13	7.13	/

► **Tableau III-13:** Résultat du calcul du volume total du stockage à l'état actuel (2010).

Paramètres	$Q_{max,j}$ (m^3/j)	a (%)	V_u (m^3)	V_{inc} (m^3)	V_t (m^3)
Résultats	13328.24	6.99	931.64	7×120	1771.64

Après la normalisation du volume totale du réservoir on a trouvé que la capacité du stockage nécessaire actuellement est de **2000 m^3** .

► **Tableau III-14:** Détermination de la capacité du réservoir à l'horizon (2035).

heures	Consommation de l'eau en %	Refoulement de l'eau en %	Arrivée d'eau au réservoir	Départ d'eau du réservoir	Reste d'eau dans le réservoir
1--2	3.35	4.17	0.82		1.71
2--3	3.25	4.17	0.92		2.63
3--4	3.3	4.17	0.87		3.50
3--4	3.2	4.17	0.97		4.47
4--5	3.25	4.17	0.92		5.39
5--6	3.4	4.17	0.77		6.16
6--7	3.85	4.17	0.32		6.48
7--8	4.45	4.17		0.28	6.20
8--9	5.2	4.17		1.03	5.17
9--10	5.05	4.17		0.88	4.29
10--11	4.85	4.17		0.68	3.61
11--12	4.6	4.17		0.43	3.18
12--13	4.6	4.17		0.43	2.75
13--14	4.55	4.17		0.38	2.37
14--15	4.75	4.17		0.58	1.79
15--16	4.7	4.17		0.53	1.26
16--17	4.65	4.17		0.48	0.78
17--19	4.35	4.17		0.18	0.60
18--19	4.4	4.17		0.25	0.35
19--20	4.3	4.17		0.15	0.20
20--21	4.3	4.17		0.15	0.05
21--22	4.2	4.17		0.05	0.00
22--23	3.75	4.17	0.42		0.42
23--24	3.7	4.17	0.47		0.89
Totaux	100	100	6.48	6.48	/

► **Tableau III-15:** Calcul du volume total du stockage à l'horizon (2035).

Paramètres	$Q_{max,j} (m^3/j)$	a (%)	$V_u (m^3)$	$V_{inc} (m^3)$	$V_t (m^3)$
Résultats	29810.58	6.48	1931.73	7×120	2771.73

Après la normalisation du volume totale du réservoir on a trouvé que la capacité du stockage nécessaire à l'horizon 2035 est de $3000 m^3$.

III-5) Bilan du stockage :

On a établi un bilan entre la capacité du stockage en eau potable disponible dans la ville de Chéria et celle du stockage nécessaire à court terme et à long terme, on a trouvé

comme le montre le tableau III-16 que la capacité existante est largement suffisante pour satisfaire les besoins de notre agglomération à long terme.

➤ **Tableau III-16: Bilan du stockage.**

<i>Année</i>	<i>Stockage nécessaire (m³)</i>	<i>Stockage disponible (m³)</i>	<i>Déficit (m³)</i>	<i>Surplus (m³)</i>
2010	2000	7000	/	5000
2035	3000		/	4000

III-6) Comparaison entre les ressources et les besoins :

Dans le but de connaître si le débit fourni par les forages existants satisfait les besoins calculés ou non, il faut comparer entre les besoins et ce débit disponible, et voir est ce qu'il y a un excès ou bien un déficit du débit.

Comme nous avons déjà dit (dans le chapitre N°I), la ville de Chéria dispose de quatre (4) forages donnant un débit actuel total de **217 l/s** qui est équivalent à **18748,80 m³/j**, on suppose comme hypothèse que le débit des ressources reste constant à l'horizon 2035 et on fait la comparaison présentée dans le tableau III-17.

➤ **Tableau III-17: Bilan Ressources – Besoins.**

<i>Horizon</i>	<i>Besoins journaliers de pointe (m³/j)</i>	<i>capacité des ressources (m³/j)</i>	<i>Déficit (m³/j)</i>	<i>Surplus (m³/j)</i>
2010	13328,24	18748,80	/	5420,56
2035	29810,58		11061,78	/

Conclusion :

A partir de ce présent chapitre on a constaté que les forages existants sont suffisants pour l'approvisionnement en eau de la ville de Chéria à court terme seulement, donc il y aura lieu la réalisation d'autres forages qui nécessitent une étude hydrogéologique approfondie pour pallier les manques d'eau prévisibles à long terme.

Par contre les ouvrages de stockage de l'eau existants sont suffisant jusqu'à l'horizon 2035. A cet effet il est inutile de réaliser un autre réservoir qui ne sera qu'un gaspillage mais il faut recalculer le temps de remplissage des réservoirs et diminuer le nombre d'heures de pompage.

CHAPITRE IV

Simulation Hydraulique Du Réseau Existant A L'état Actuel

IV- Simulation Hydraulique Du Réseau Existant A L'état Actuel :

Introduction :

Après avoir reconstitué les plans de la ville de Chéria ainsi que son réseau d'adduction et de distribution, nous entamons ci-dessous le diagnostic hydraulique de ce réseau. Ceci nécessite une modélisation et une multitude de simulation de fonctionnement du réseau pour arriver à donner des orientations et des recommandations nécessaire à une gestion optimale du réseau d'A.E.P de la ville de Chéria.

Cette modélisation du réseau qui se fait à l'aide du logiciel WATERCAD nous permet d'étudier son comportement hydraulique du point de vue pression, vitesse d'écoulement, en cherchant les facteurs qui peuvent influencer négativement sur ces paramètres.

IV –1) Calcul hydraulique du réseau existant :

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

✚ Détermination des débits :

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

- ✓ On détermine la longueur de chaque tronçon du réseau.
- ✓ On calcule les débits en route pendant l'heure de pointe et pointe +incendie.
- ✓ On détermine le débit spécifique en considèrent les débits en route.
- ✓ Sachant le débit spécifique ; on détermine les débits supposé concentrés aux nœuds.

D'après les résultats du tableau (III-7), la période de pointe s'étale entre 09h et 10h du matin avec un débit de pointe égale à **210,83 l/s**.

IV –1–A) Cas de pointe :

↳ Débit spécifique :

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

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

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

- ✓ Q_{pte} : débit de pointe, il est égal à **210,83 l/s**.
- ✓ Q_{sp} : débit spécifique (l/s/m).
- ✓ ΣL_i : Somme des longueurs des tronçons véhiculant un débit en route ; Avec
 $\Sigma L_i = \mathbf{34102\ m}$.

↳ **Débit en route :**

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

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

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

↳ **débits aux nœuds :**

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

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

- ✓ Q_{ni} : débit au nœud i (l/s).
- ✓ ΣQ_{ri-k} : la somme des débits en route des tronçons reliés au nœud i (l/s).
- ✓ ΣQ_{conc} : la somme des débits concentrés au nœud i (l/s).

➤ **Remarque :**

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

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

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

N° Nœuds	N°Tronçons	Longueur (m)	Q _{sp} (l/s/m)	Q _r (l/s)	0,5×Q _r (l/s)	Q _n (l/s)	
1	P-1	1990	0.00618	0.00	0.00	0.70	
	P-2	116		0.72	0.36		
	P-8	109		0.67	0.34		
2	P-2	116		0.72	0.36	0.99	
	P-3	53		0.33	0.16		
	P-4	150		0.93	0.46		
3	P-3	53		0.33	0.16	0.16	
4	P-4	150		0.00618	0.93	0.46	1.59
	P-5	117			0.72	0.36	
	P-16	176			1.09	0.54	
	P-17	70			0.43	0.22	
5	P-5	117		0.72	0.36	1.43	
	P-6	63		0.39	0.19		
	P-55	283		1.75	0.87		
6	P-6	63		0.00618	0.39	0.19	1.05
	P-7	168	1.04		0.52		
	P-8	109	0.67		0.34		
7	P-7	168	1.04	0.52	0.52		
8	P-9	755	0.00000	0.00	0.00	0.00	
	P-39	581		0.00	0.00		
	P-81	562		0.00	0.00		
9	P-9	755	0.00618	0.00	0.00	1.11	
	P-10	112		0.69	0.35		
	P-31	246		1.52	0.76		
10	P-10	112	0.00618	0.69	0.35	1.61	
	P-11	299		1.85	0.92		
	P-28	110		0.68	0.34		
11	P-11	299	0.00618	1.85	0.92	1.72	
	P-12	94		0.58	0.29		
	P-23	164		1.01	0.51		
12	P-12	94	0.00618	0.58	0.29	1.08	
	P-13	46		0.28	0.14		
	P-57	208		1.29	0.64		
13	P-13	46	0.00618	0.28	0.14	0.88	
	P-14	35		0.22	0.11		
	P-56	205		1.27	0.63		
14	P-14	35	0.00618	0.22	0.11	0.79	
	P-15	27		0.17	0.08		
	P-19	194		1.20	0.60		
15	P-15	27	0.00618	0.17	0.08	1.50	
	P-16	176		1.09	0.54		
	P-55	283		1.75	0.87		

Suite du Tableau IV-1 : Calcul des débits nodaux (cas de pointe)

<i>N° Nœuds</i>	<i>N°Tronçons</i>	<i>Longueur (m)</i>	<i>Q_{sp} (l/s/m)</i>	<i>Q_r (l/s)</i>	<i>0,5×Q_r (l/s)</i>	<i>Q_n (l/s)</i>
16	P-17	70	0.00618	0.43	0.22	1.14
	P-18	127		0.79	0.39	
	P-20	171		1.06	0.53	
17	P-18	127		0.79	0.39	1.85
	P-19	194		1.20	0.60	
	P-21	279		1.72	0.86	
18	P-20	171		1.06	0.53	2.19
	P-21	279		1.72	0.86	
	P-22	257		1.59	0.79	
19	P-22	257		1.59	0.79	0.79
20	P-23	164		1.01	0.51	0.97
	P-24	59		0.36	0.18	
	P-30	91		0.56	0.28	
21	P-24	59		0.36	0.18	1.53
	P-25	192		1.19	0.59	
	P-37	243		1.50	0.75	
22	P-25	192		1.19	0.59	1.81
	P-26	184		1.14	0.57	
	P-58	208		1.29	0.64	
23	P-26	184		1.14	0.57	2.60
	P-27	42		0.26	0.13	
	P-38	615		3.80	1.90	
24	P-27	42		0.26	0.13	2.66
	P-34	246		1.52	0.76	
	P-53	418		2.58	1.29	
	P-54	155		0.96	0.48	
25	P-28	110		0.68	0.34	1.39
	P-29	146		0.90	0.45	
	P-35	194		1.20	0.60	
26	P-29	146	0.90	0.45	1.45	
	P-30	91	0.56	0.28		
	P-36	233	1.44	0.72		
27	P-31	246	1.52	0.76	2.48	
	P-32	84	0.52	0.26		
	P-35	194	1.20	0.60		
	P-51	278	1.72	0.86		
28	P-32	84	0.52	0.26	1.38	
	P-33	129	0.80	0.40		
	P-36	233	1.44	0.72		
29	P-33	129	0.80	0.40	1.91	
	P-34	246	1.52	0.76		
	P-37	243	1.50	0.75		

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

<i>N° Nœuds</i>	<i>N°Tronçons</i>	<i>Longueur (m)</i>	<i>Q_{sp} (l/s/m)</i>	<i>Q_r (l/s)</i>	<i>0,5×Q_r (l/s)</i>	<i>Q_n (l/s)</i>
30	P-38	615	0.00618	3.80	1.90	1.90
31	P-39	581	0.00000	0.00	0.00	0.41
	P-40	9		0.06	0.03	
	P-47	123		0.76	0.38	
32	P-40	9	0.00618	0.06	0.03	0.93
	P-41	161		1.00	0.50	
	P-46	130		0.80	0.40	
33	P-41	161	0.00618	1.00	0.50	1.01
	P-42	166		1.03	0.51	
34	P-42	166	0.00618	1.03	0.51	1.16
	P-43	166		1.03	0.51	
	P-44	44		0.27	0.14	
35	P-43	166	0.00618	1.03	0.51	0.51
36	P-44	44	0.00618	0.27	0.14	0.98
	P-45	142		0.88	0.44	
	P-46	130		0.80	0.40	
37	P-45	142	0.00618	0.88	0.44	0.44
38	P-47	123	0.00618	0.76	0.38	1.90
	P-48	411		2.54	1.27	
	P-49	80		0.49	0.25	
39	P-48	411	0.00618	2.54	1.27	1.27
40	P-49	80	0.00618	0.49	0.25	1.92
	P-50	115		0.71	0.36	
	P-52	426		2.63	1.32	
41	P-50	115	0.00618	0.71	0.36	2.51
	P-51	278		1.72	0.86	
	P-53	418		2.58	1.29	
42	P-52	426	0.00618	2.63	1.32	2.97
	P-54	155		0.96	0.48	
	P-67	171		1.06	0.53	
	P-78	208		1.29	0.64	
43	P-59	507	0.00000	3.13	1.57	1.86
	P-60	41		0.00	0.00	
	P-61	94		0.58	0.29	
44	P-61	94	0.00618	0.58	0.29	2.03
	P-62	369		2.28	1.14	
	P-69	193		1.19	0.60	
45	P-62	369	0.00618	2.28	1.14	2.19
	P-63	339		2.10	1.05	
46	P-63	339	0.00618	2.10	1.05	2.32
	P-64	165		1.02	0.51	
	P-65	247		1.53	0.76	

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

<i>N° Nœuds</i>	<i>N°Tronçons</i>	<i>Longueur (m)</i>	<i>Q_{sp} (l/s/m)</i>	<i>Q_r (l/s)</i>	<i>0,5×Q_r (l/s)</i>	<i>Q_n (l/s)</i>
47	P-64	165	0.00618	1.02	0.51	0.51
48	P-65	247		1.53	0.76	0.76
49	P-130	590	0.00000	0.00	0.00	2.10
	P-131	680		4.20	2.10	
50	P-56	205		1.27	0.63	0.63
51	P-57	208		1.29	0.64	0.64
52	P-58	208		1.29	0.64	0.64
53	P-66	136		0.84	0.42	2.67
	P-67	171		1.06	0.53	
	P-68	336		2.08	1.04	
	P-70	221		1.37	0.68	
54	P-66	136		0.84	0.42	0.42
55	P-70	221		1.37	0.68	2.17
	P-71	194		1.20	0.60	
	P-79	170		1.05	0.53	
	P-80	118		0.73	0.36	
56	P-71	194		1.20	0.60	1.89
	P-125	125		0.77	0.39	
	P-127	171	1.06	0.53		
	P-128	120	0.74	0.37		
57	P-77	186	0.00618	1.15	0.57	2.45
	P-108	323		2.00	1.00	
	P-122	111		0.69	0.34	
	P-127	171		1.06	0.53	
58	P-77	186		1.15	0.57	2.74
	P-78	208		1.29	0.64	
	P-79	170		1.05	0.53	
	P-105	324		2.00	1.00	
59	P-75	189		1.17	0.58	1.54
	P-76	191		1.18	0.59	
	P-80	118		0.73	0.36	
60	P-74	91		0.56	0.28	1.30
	P-75	189		1.17	0.58	
	P-177	142		0.88	0.44	
61	P-68	336		2.08	1.04	2.25
	P-73	302		1.87	0.93	
	P-74	91	0.56	0.28		
62	P-73	302	1.87	0.93	1.64	
	P-162	66	0.41	0.20		
	P-163	163	1.01	0.50		

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

<i>N° Nœuds</i>	<i>N°Tronçons</i>	<i>Longueur (m)</i>	<i>Q_{sp} (l/s/m)</i>	<i>Q_r (l/s)</i>	<i>0,5×Q_r (l/s)</i>	<i>Q_n (l/s)</i>
63	P-76	191	0.00618	1.18	0.59	3.35
	P-128	120		0.74	0.37	
	P-129	428		2.65	1.32	
	P-178	344		2.13	1.06	
64	P-81	562	0.00000	0.00	0.00	0.00
	P-82	226		0.00	0.00	
	P-93	590		0.00	0.00	
65	P-82	226	0.00618	0.00	0.00	1.21
	P-83	146		0.90	0.45	
	P-88	244		1.51	0.75	
66	P-83	146		0.91	0.45	1.25
	P-84	89		0.55	0.28	
	P-87	168		1.04	0.52	
67	P-84	89		0.55	0.28	0.79
	P-85	166		1.03	0.51	
68	P-85	166		1.03	0.51	0.79
	P-86	90		0.56	0.28	
69	P-86	90		0.56	0.28	0.80
	P-87	168		1.04	0.52	
70	P-88	244		1.51	0.75	1.77
	P-89	280	1.73	0.87		
	P-90	47	0.29	0.15		
71	P-89	280	1.73	0.87	0.87	
72	P-90	47	0.29	0.15	2.78	
	P-91	375	2.32	1.16		
	P-92	476	2.94	1.47		
73	P-91	375	2.32	1.16	1.16	
74	P-92	476	2.94	1.47	1.47	
75	P-93	590	0.00000	0.00	0.00	1.83
	P-94	439	0.00618	2.71	1.36	
	P-96	153		0.94	0.47	
	P-112	835	0.00000	0.00	0.00	
76	P-94	439	0.00618	2.71	1.36	3.08
	P-95	255		1.58	0.79	
	P-97	304		1.88	0.94	
77	P-95	255		1.58	0.79	3.55
	P-96	153		0.95	0.47	
	P-99	270		1.67	0.83	
	P-114	472		2.92	1.46	
78	P-97	304		1.88	0.94	3.62
	P-98	416		2.57	1.29	
	P-100	450		2.78	1.39	

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

<i>N° Nœuds</i>	<i>N°Tronçons</i>	<i>Longueur (m)</i>	<i>Q_{sp} (l/s/m)</i>	<i>Q_r (l/s)</i>	<i>0,5×Q_r (l/s)</i>	<i>Q_n (l/s)</i>
79	P-98	416	0.00618	2.57	1.29	2.52
	P-99	270		1.67	0.83	
	P-107	128		0.79	0.40	
80	P-106	219		1.35	0.68	2.56
	P-107	128		0.79	0.40	
	P-108	323		2.00	1.00	
	P-117	159		0.98	0.49	
81	P-104	42		0.26	0.13	1.81
	P-105	324		2.00	1.00	
	P-106	219		1.35	0.68	
82	P-102	45		0.28	0.14	1.26
	P-103	321		1.98	0.99	
	P-104	42		0.26	0.13	
83	P-103	321		1.98	0.99	0.99
84	P-100	450		2.78	1.39	2.54
	P-101	326	2.02	1.01		
	P-102	45	0.28	0.14		
85	P-101	326	2.02	1.01	1.01	
86	P-109	1323	0.00000	0.00	0.00	0.00
	P-130	590		0.00	0.00	
87	P-111	9		0.00	0.00	0.00
	P-112	835		0.00	0.00	
	P-113	781		0.00	0.00	
88	P-113	781		0.00	0.00	1.72
	P-115	207		1.28	0.64	
	P-119	198		1.22	0.61	
	P-120	151		0.93	0.47	
89	P-114	472		2.92	1.46	2.97
	P-115	207		1.28	0.64	
	P-116	281		1.74	0.87	
90	P-116	281		1.74	0.87	1.73
	P-117	159		0.98	0.49	
	P-118	121		0.75	0.37	
91	P-120	151	0.93	0.47	1.51	
	P-121	186	1.15	0.57		
	P-123	152	0.94	0.47		
92	P-118	121	0.75	0.37	1.87	
	P-121	186	1.15	0.57		
	P-122	111	0.69	0.34		
	P-126	188	1.16	0.58		

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

<i>N° Nœuds</i>	<i>N°Tronçons</i>	<i>Longueur (m)</i>	<i>Q_{sp} (l/s/m)</i>	<i>Q_r (l/s)</i>	<i>0,5×Q_r (l/s)</i>	<i>Q_n (l/s)</i>
93	P-119	198	0.00618	1.22	0.61	0.61
94	P-123	152		0.94	0.47	2.21
	P-124	136		0.84	0.42	
	P-129	428		2.65	1.32	
95	P-124	136		0.84	0.42	1.39
	P-125	125		0.77	0.39	
	P-126	188		1.16	0.58	
96	P-131	680		4.20	2.10	5.13
	P-132	781		4.83	2.41	
	P-142	81		0.50	0.25	
	P-164	116		0.72	0.36	
97	P-132	781		4.83	2.41	3.66
	P-182	131		0.81	0.40	
	P-110	273		1.69	0.84	
98	P-133	123		0.76	0.38	3.39
	P-159	702		4.34	2.17	
	P-110	273		1.69	0.84	
99	P-133	123		0.76	0.38	1.55
	P-134	178		1.10	0.55	
	P-135	201		1.24	0.62	
100	P-134	178		1.10	0.55	0.55
101	P-135	201		1.24	0.62	2.77
	P-136	208		1.29	0.64	
	P-138	486		3.00	1.50	
102	P-136	208		1.29	0.64	1.85
	P-137	146		0.90	0.45	
	P-139	246		1.52	0.76	
103	P-137	146		0.90	0.45	2.21
	P-138	486		3.00	1.50	
	P-141	82		0.51	0.25	
104	P-139	246		1.52	0.76	2.12
	P-140	218	1.35	0.67		
	P-154	221	1.37	0.68		
105	P-140	218	1.35	0.67	1.18	
	P-141	82	0.51	0.25		
	P-156	83	0.51	0.26		
106	P-142	81	0.50	0.25	1.04	
	P-143	138	0.85	0.43		
	P-150	118	0.73	0.36		
107	P-143	138	0.85	0.43	1.11	
	P-144	107	0.66	0.33		
	P-151	114	0.70	0.35		

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

<i>N° Nœuds</i>	<i>N°Tronçons</i>	<i>Longueur (m)</i>	<i>Q_{sp} (l/s/m)</i>	<i>Q_r (l/s)</i>	<i>0,5×Q_r (l/s)</i>	<i>Q_n (l/s)</i>
108	P-145	109	0.00618	0.67	0.34	0.69
	P-146	113		0.70	0.35	
109	P-146	113		0.70	0.35	0.66
	P-147	102		0.63	0.32	
110	P-144	107		0.66	0.33	1.01
	P-145	109		0.67	0.34	
	P-152	111		0.69	0.34	
111	P-147	102		0.63	0.32	0.96
	P-148	98		0.61	0.30	
	P-152	111		0.69	0.34	
112	P-148	98		0.61	0.30	1.09
	P-149	142		0.88	0.44	
	P-151	114		0.70	0.35	
113	P-149	142		0.88	0.44	0.95
	P-150	118		0.73	0.36	
	P-153	47		0.29	0.15	
114	P-153	47		0.29	0.15	1.57
	P-154	221		1.37	0.68	
	P-155	136		0.84	0.42	
	P-167	103		0.64	0.32	
115	P-155	136	0.84	0.42	1.03	
	P-156	83	0.51	0.26		
	P-157	113	0.70	0.35		
116	P-157	113	0.70	0.35	1.67	
	P-158	244	1.51	0.75		
	P-173	183	1.13	0.57		
117	P-158	244	1.51	0.75	3.47	
	P-159	702	4.34	2.17		
	P-160	176	1.09	0.54		
118	P-160	176	1.09	0.54	1.82	
	P-161	167	1.03	0.52		
	P-172	246	1.52	0.76		
119	P-161	167	1.03	0.52	1.47	
	P-162	66	0.41	0.20		
	P-175	243	1.50	0.75		
120	P-163	163	1.01	0.50	0.50	
121	P-164	116	0.72	0.36	1.53	
	P-165	78	0.48	0.24		
	P-179	302	1.87	0.93		
122	P-165	78	0.48	0.24	1.15	
	P-166	85	0.53	0.26		
	P-168	210	1.30	0.65		

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

<i>N° Nœuds</i>	<i>N°Tronçons</i>	<i>Longueur (m)</i>	<i>Q_{sp} (l/s/m)</i>	<i>Q_r (l/s)</i>	<i>0,5×Q_r (l/s)</i>	<i>Q_n (l/s)</i>
123	P-165	78	0.00618	0.53	0.26	1.23
	P-166	85		0.64	0.32	
	P-168	210		1.29	0.65	
124	P-166	85		0.49	0.25	1.13
	P-167	103		1.29	0.65	
	P-170	209		0.48	0.24	
125	P-169	80		1.30	0.65	1.54
	P-170	209		0.49	0.25	
	P-171	77		1.29	0.65	
126	P-168	210		0.48	0.24	1.56
	P-169	80		1.52	0.76	
	P-174	209		1.13	0.57	
127	P-171	77		1.29	0.65	2.00
	P-172	246		1.50	0.75	
	P-173	183		1.20	0.60	
128	P-174	209		1.20	0.60	2.10
	P-175	243		0.88	0.44	
	P-176	194		2.13	1.06	
129	P-176	194		1.87	0.93	2.13
	P-177	142		0.77	0.39	
	P-178	344	1.61	0.81		
130	P-179	302	0.77	0.39	0.39	
131	P-180	125	1.61	0.81	0.81	
132	P-181	261	0.81	0.40	1.47	
	P-180	125	0.96	0.48		
	P-181	261	1.17	0.58		
133	P-182	131	0.96	0.48	1.56	
	P-183	156	2.15	1.08		
134	P-72	189	2.15	1.08	1.66	
	P-183	156	1.17	0.58		
135	P-69	193	1.19	0.60	0.60	
136	P-59	507	3.13	1.57	1.57	

IV-1-B) Cas de pointe + incendie :

Dans ce cas le calcul est se fait de la même manière que le cas précédent mais seulement on doit s'assurer que le débit d'incendie estimé à (17 l/s) se trouve au point le plus défavorable qui est dans notre cas le nœud **J-136**.

Avec : $Q_{n46} = 2,23 + 17 = 19,23$ l/s

IV-2) Modélisation hydraulique du réseau de distribution existant :**IV-2-A) Présentation du logiciel WATERCAD V.8XM :**

Cette modélisation a été faite, à partir du plan de recollement du réseau, à l'aide du logiciel WATERCAD V8XM, logiciel conçu et développé par Haestad Methods pour l'analyse des réseaux sous pression et la modélisation hydraulique de ces derniers.

WaterCAD est une solution conviviale de modélisation hydraulique et de la qualité de l'eau pour les systèmes de distribution d'eau. Elle intègre des outils avancés d'interopérabilité, de modélisation, d'optimisation et de gestion des actifs. Il aide les ingénieurs et les services publics à analyser, concevoir et optimiser des systèmes de distribution d'eau, notamment pour l'analyse de la défense incendie, l'analyse de la concentration des constituants et la gestion de la consommation d'énergie et des coûts d'infrastructure. Pour la gestion de leurs infrastructures de distribution d'eau, les services publics, les municipalités et les bureaux d'étude font confiance à WaterCAD, un outil fiable et économique qui facilite la prise de décisions. Il permet de procéder à des analyses hydrauliques extrêmement fiables, de gérer les modèles de manière très pratique, d'interpréter clairement les résultats. [9]

IV-2-B) Fonctionnalités du logiciel : [9]

WaterCAD intègre un grand nombre d'utilitaires de gestion des données, afin d'accélérer le flux de travail et de libérer du temps pour l'analyse des résultats et la prise de décisions une fois le modèle créé. Ce logiciel permet de faire :

- ↪ Simulation des réseaux sur une période étendue.
- ↪ Suivi de la source.
- ↪ Analyse du mélange d'eau dans les réservoirs.
- ↪ Analyse de l'âge des conduites.
- ↪ Pompage à vitesse variable.
- ↪ Modélisation des fuites et des gicleurs.
- ↪ Vidange unidirectionnelle en fonction du scénario modélisé.
- ↪ Modélisation des vannes.
- ↪ Évaluation exhaustive des dépenses énergétiques.

IV –2–C) Formule de perte de charge utilisée :

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

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

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

➤ **Tableau IV-2 : variations du coefficient de HAZEN-Williams en fonction de rugosité des conduites.**

Rugosité K (mm)	2,0	1,0	0,5	0,25	0,1	0,05	0,04	0,025
Coefficient H-W	95	106	116	130	136	141	145	146,5

IV –2–D) Pressions de service dans le réseau de distribution :

Les conduites du réseau doivent être dimensionnées de façon à supporter les pressions exigées au niveau du réseau. En pratique, le réseau de distribution en eau potable doit avoir des pressions allant jusqu'à 06 bars, pour la simple raison de tenir les canalisations et les joints en bon état.

Connaissant les côtes des différents tronçons qui se trouvent dans notre réseau, ainsi que leurs pertes de charge nous pouvons déterminer les pressions exercées au sol.

Notons que pour les bâtiments la pression nominale admissible est donnée par la formule suivante : $H_{sol} = 10 + 4n$ (IV- 5)

Avec : **n** est le nombre des étages du bâtiment. [4]

D'après les informations recueillies à partir du plan de masse de la ville de Chéria, on note que la grande partie de cette ville est constituée par des maisons simples (R+1) sauf dans la zone Sud –Ouest de la ville où se trouve les bâtiments dont leurs nombre d'étages est (n=3).

Alors, la pression minimale qui doit avoir dans cette zone pour assurer l'alimentation convenable en eau potable est de **22 m.c.e**

IV-2-E) Fichiers des résultats de simulation :

E-1) Cas de pointe :

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

N° de conduite	Nœud de départ	Nœud d'arrivé	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Coefficient CHW	Débit (L/s)	Vitesse (m/s)	Perte de charge unit (m/Km)
P-1	R-1	J-1	1990	200	140	21.79	0.69	2.00
P-2	J-1	J-2	116	200	140	18.24	0.58	2.00
P-3	J-2	J-3	53	250	140	0.16	0.00	0.05
P-4	J-4	J-2	150	250	140	17.09	0.35	1.00
P-5	J-4	J-5	117	90	150	0.6	0.09	0.20
P-6	J-5	J-6	63	90	150	1.28	0.2	1.00
P-7	J-6	J-7	168	90	150	0.52	0.08	0.01
P-8	J-1	J-6	109	90	150	2.85	0.45	2.00
P-9	J-8	J-9	755	250	140	11.98	0.24	0.02
P-10	J-9	J-10	112	250	140	7.86	0.16	0.05
P-11	J-10	J-11	299	250	140	1.04	0.02	0.01
P-12	J-11	J-12	94	250	140	3.85	0.08	0.01
P-13	J-12	J-13	46	250	140	5.57	0.11	0.05
P-14	J-13	J-14	35	250	140	7.09	0.14	0.08
P-15	J-14	J-15	27	250	140	9.44	0.19	0.03
P-16	J-15	J-4	176	250	140	10.5	0.21	0.50
P-17	J-4	J-16	70	125	150	4.41	0.36	1.00
P-18	J-16	J-17	127	110	150	1.19	0.13	0.02
P-19	J-17	J-14	194	110	150	1.56	0.16	0.02
P-20	J-16	J-18	171	125	140	2.08	0.17	0.01
P-21	J-18	J-17	279	110	150	0.9	0.09	0.05
P-22	J-18	J-19	257	125	140	0.79	0.06	0.06
P-23	J-11	J-20	164	125	140	3.17	0.26	0.20
P-24	J-20	J-21	59	125	140	2.87	0.23	0.30
P-25	J-21	J-22	192	90	150	0.92	0.14	0.09
P-26	J-22	J-23	184	90	150	1.53	0.24	1.00
P-27	J-24	J-23	42	160	150	6.03	0.3	1.00
P-28	J-10	J-25	110	150	140	5.21	0.29	0.06
P-29	J-25	J-26	146	150	140	2.88	0.16	0.60
P-30	J-26	J-20	91	160	150	0.67	0.03	0.10
P-31	J-9	J-27	246	125	140	3.01	0.25	1.00
P-32	J-27	J-28	84	90	150	0.87	0.14	0.20
P-33	J-28	J-29	129	90	150	0.24	0.04	0.60
P-34	J-29	J-24	246	90	150	1.24	0.19	1.00
P-35	J-25	J-27	194	90	150	0.94	0.15	0.00
P-36	J-26	J-28	233	90	150	0.76	0.12	0.90
P-37	J-21	J-29	243	90	150	0.43	0.07	0.09
P-38	J-23	J-30	615	160	150	1.9	0.09	0.08
P-39	J-8	J-31	581	300	140	9.94	0.14	0.06
P-40	J-31	J-32	9	90	150	5.03	0.41	7.00

Suite du Tableau IV-3 : Débits et vitesses dans les différents tronçons du réseau.

N° de conduite	Nœud de départ	Nœud d'arrivé	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Coefficient CHW	Débit (L/s)	Vitesse (m/s)	Perte de charge unit (m/ Km)
P-41	J-32	J-33	161	90	150	0.83	0.29	1.00
P-42	J-33	J-34	166	90	150	0.51	0.13	0.01
P-43	J-34	J-35	166	90	150	0.84	0.08	0.06
P-44	J-34	J-36	44	90	150	0.44	0.13	0.06
P-45	J-36	J-37	142	90	150	2.26	0.07	0.04
P-46	J-36	J-32	130	90	150	4.51	0.36	2.00
P-47	J-31	J-38	123	90	150	1.27	0.47	3.00
P-48	J-38	J-39	411	90	150	1.34	0.2	1.00
P-49	J-38	J-40	80	90	150	1.05	0.21	0.08
P-50	J-41	J-40	115	125	150	0.6	0.09	0.01
P-51	J-27	J-41	278	125	150	1.63	0.05	0.05
P-52	J-40	J-42	426	90	150	0.85	0.26	1.00
P-53	J-41	J-24	418	90	150	10.78	0.13	1.00
P-54	J-42	J-24	155	160	150	0.44	0.54	2.00
P-55	J-15	J-5	283	90	150	0.63	0.07	0.09
P-56	J-13	J-50	205	90	150	0.64	0.1	0.05
P-57	J-12	J-51	208	90	150	0.64	0.1	0.08
P-58	J-22	J-52	208	75	150	1.57	0.15	0.04
P-59	J-43	J-136	507	90	150	11.83	0.25	1.00
P-60	R-2	J-43	41	150	130	8.41	0.67	4.00
P-61	J-43	J-44	94	125	130	5.78	0.69	5.00
P-62	J-44	J-45	369	100	130	3.6	0.33	1.00
P-63	J-45	J-46	339	90	150	0.51	0.38	1.00
P-64	J-46	J-47	165	90	150	0.76	0.08	0.08
P-65	J-46	J-48	247	90	150	0.42	0.12	0.07
P-66	J-53	J-54	136	150	130	5.65	0.02	0.08
P-67	J-42	J-53	171	90	150	12.37	0.89	8.00
P-68	J-53	J-61	336	150	130	0.6	0.7	4.00
P-69	J-44	J-135	193	125	130	3.63	0.05	0.20
P-70	J-53	J-55	221	150	130	0.28	0.21	0.06
P-71	J-55	J-56	194	150	130	1.53	0.02	0.08
P-72	J-134	J-132	189	90	150	9.66	0.24	1.00
P-73	J-61	J-62	302	100	130	4.96	0.55	2.00
P-74	J-60	J-61	91	150	140	4.63	0.28	1.00
P-75	J-60	J-59	189	90	150	0.13	0.73	6.00
P-76	J-59	J-63	191	90	150	12.71	0.02	0.08
P-77	J-57	J-58	186	150	140	9.74	0.72	4.00
P-78	J-58	J-42	208	150	140	4.39	0.55	2.00
P-79	J-58	J-55	170	90	150	3.22	0.69	5.00
P-80	J-55	J-59	118	90	150	21.92	0.51	3.00
P-81	J-64	J-8	562	300	140	0.83	0.31	6.00

Suite du Tableau IV-3 : Débits et vitesses dans les différents tronçons du réseau.

N° de conduite	Nœud de départ	Nœud d'arrivé	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Coefficient CHW	Débit (L/s)	Vitesse (m/s)	Perte de charge unit (m/ Km)
P-82	J-64	J-65	226	110	150	12.87	1.35	15.00
P-83	J-65	J-66	146	90	150	3.63	0.38	1.00
P-84	J-66	J-67	89	90	150	1.31	0.21	1.00
P-85	J-67	J-68	166	90	150	0.52	0.08	0.09
P-86	J-68	J-69	90	90	150	0.27	0.04	0.06
P-87	J-69	J-66	168	90	150	1.07	0.17	0.02
P-88	J-65	J-70	244	100	100	8.04	1.02	11.00
P-89	J-70	J-71	280	90	150	0.87	0.14	0.06
P-90	J-70	J-72	47	90	150	5.41	0.85	8.00
P-91	J-72	J-73	375	90	150	1.16	0.18	0.08
P-92	J-72	J-74	476	90	150	1.47	0.23	1.00
P-93	J-75	J-64	590	300	150	34.79	0.49	1.00
P-94	J-75	J-76	439	100	100	2.43	0.31	2.00
P-95	J-76	J-77	255	90	150	2.6	0.41	2.00
P-96	J-77	J-75	153	100	100	5.18	0.42	3.00
P-97	J-76	J-78	304	100	100	1.95	0.2	1.00
P-98	J-78	J-79	416	90	150	2.06	0.32	1.00
P-99	J-79	J-77	270	100	100	1.53	0.19	1.00
P-100	J-78	J-84	450	100	100	0.39	0.05	0.08
P-101	J-84	J-85	326	90	150	1.01	0.16	0.09
P-102	J-84	J-82	45	110	150	3.16	0.33	1.00
P-103	J-82	J-83	321	90	150	0.99	0.16	0.80
P-104	J-82	J-81	42	100	100	5.41	0.69	10.00
P-105	J-81	J-58	324	90	150	4.63	0.49	2.00
P-106	J-81	J-80	219	100	100	2.59	0.33	3.00
P-107	J-80	J-79	128	100	100	3.05	0.39	3.00
P-108	J-80	J-57	323	90	150	2.96	0.47	3.00
P-109	R-5+R-6	J-86	1323	500	100	104.97	0.53	1.00
P-110	J-97	J-98	273	300	100	39.25	0.56	2.00
P-111	R-3+R-4	J-87	9	300	140	72.25	1.02	3.00
P-112	J-87	J-75	835	300	140	44.23	0.63	1.00
P-113	J-87	J-88	781	300	140	28.02	0.4	1.00
P-114	J-77	J-89	472	90	150	2.51	0.39	2.00
P-115	J-89	J-88	207	100	130	7.94	0.39	1.00
P-116	J-89	J-90	281	100	130	2.46	0.31	1.00
P-117	J-80	J-90	159	100	130	5.24	0.43	2.00
P-118	J-90	J-92	121	100	130	4.52	0.58	4.00
P-119	J-88	J-93	198	90	150	0.61	0.1	0.86
P-120	J-88	J-91	151	300	140	17.75	0.25	0.06
P-121	J-91	J-92	186	300	140	16.17	0.23	0.07
P-122	J-92	J-57	111	300	140	10.52	0.15	0.03

Suite du Tableau IV-3 : Débits et vitesses dans les différents tronçons du réseau.

N° de conduite	Nœud de départ	Nœud d'arrivé	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Coefficient CHW	Débit (L/s)	Vitesse (m/s)	Perte de charge unit (m/ Km)
P-123	J-91	J-94	152	90	150	0.01	0.05	0.08
P-124	J-94	J-95	136	90	150	0.02	0.01	0.08
P-125	J-95	J-56	125	90	150	0.35	0.34	1.00
P-126	J-92	J-95	188	90	150	0.12	0.12	0.00
P-127	J-56	J-57	171	150	140	0.43	0.47	1.00
P-128	J-63	J-56	120	150	140	0.65	0.64	3.00
P-129	J-94	J-63	428	90	150	0.32	0.29	1.00
P-130	J-86	J-49	590	400	100	0.84	0.84	3.00
P-131	J-49	J-96	680	300	100	1.46	1.47	11.00
P-132	J-96	J-97	781	300	100	0.67	0.62	3.00
P-133	J-98	J-99	123	110	150	1.88	1.54	19.00
P-134	J-99	J-100	178	90	150	0.09	0.09	0.80
P-135	J-99	J-101	201	110	150	1.66	1.32	21.00
P-136	J-101	J-102	208	100	100	0.41	0.7	4.00
P-137	J-102	J-103	146	100	100	0.16	0.26	1.00
P-138	J-103	J-101	486	90	150	0.49	0.66	1.00
P-139	J-102	J-104	246	90	150	0.42	0.26	2.00
P-140	J-104	J-105	218	90	150	0.28	0.39	1.00
P-141	J-105	J-103	82	90	150	0.98	0.64	10.00
P-142	J-96	J-106	81	100	130	2.74	2.94	79.00
P-143	J-106	J-107	138	100	130	1.25	1.2	18.00
P-144	J-107	J-110	107	100	130	0.6	0.51	5.00
P-145	J-110	J-108	109	100	130	0.25	0.18	1.00
P-146	J-108	J-109	113	110	150	0.14	0.11	0.09
P-147	J-109	J-111	102	110	150	0.07	0.04	0.60
P-148	J-111	J-112	98	110	150	0.14	0.16	0.18
P-149	J-112	J-113	142	100	100	0.55	0.62	6.00
P-150	J-106	J-113	118	100	100	1.36	1.63	35.00
P-151	J-107	J-112	114	100	100	0.51	0.57	6.00
P-152	J-110	J-111	111	100	100	0.22	0.22	1.00
P-153	J-113	J-114	47	110	150	1.48	2.15	17.00
P-154	J-114	J-104	221	90	150	0.2	0.47	1.00
P-155	J-114	J-115	136	110	150	0.78	1.03	5.00
P-156	J-115	J-105	83	110	150	0.72	0.56	5.00
P-157	J-115	J-116	113	110	150	1.4	1.49	16.00
P-158	J-116	J-117	244	110	150	0.47	0.65	2.00
P-159	J-98	J-117	702	125	140	1.47	1.42	17.00
P-160	J-117	J-118	176	125	140	1.65	1.64	21.00
P-161	J-118	J-119	167	125	140	2.01	2.02	30.00
P-162	J-119	J-62	66	90	150	1.86	1.38	33.00
P-163	J-62	J-120	163	90	150	0.08	0.08	0.06

Suite du Tableau IV-3 : Débits et vitesses dans les différents tronçons du réseau.

N° de conduite	Nœud de départ	Nœud d'arrivé	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Coefficient CHW	Débit (L/s)	Vitesse (m/s)	Perte de charge unit (m/ Km)
P-164	J-96	J-121	116	110	150	28.6	3.01	57.00
P-165	J-121	J-122	78	110	150	23.75	2.5	64.00
P-166	J-122	J-123	85	90	150	5.83	0.92	46.00
P-167	J-123	J-114	103	90	150	3.75	0.59	9.00
P-168	J-122	J-125	210	110	150	16.77	1.76	4.00
P-169	J-125	J-124	80	90	150	5.37	0.84	24.00
P-170	J-123	J-124	209	90	150	8.35	1.31	8.00
P-171	J-124	J-126	77	90	150	1.85	0.29	17.00
P-172	J-126	J-118	246	90	150	6.14	0.97	1.00
P-173	J-126	J-116	183	90	150	5.85	0.92	10.00
P-174	J-125	J-127	209	110	150	20.59	2.17	9.00
P-175	J-127	J-119	243	160	150	11.35	0.56	35.00
P-176	J-128	J-127	194	160	150	29.94	1.49	2.00
P-177	J-128	J-60	142	160	150	10.89	0.54	11.00
P-178	J-63	J-128	344	160	150	6.95	0.84	2.00
P-179	J-121	J-129	302	90	150	3.32	0.52	4.00
P-180	J-129	J-130	125	90	150	0.39	0.06	0.05
P-181	J-129	J-131	261	90	150	0.81	0.13	0.05
P-182	J-97	J-132	131	90	150	4.69	0.74	6.00
P-183	J-132	J-133	156	90	150	1.69	0.26	1.00
P-184	J-133	J-134	348	90	150	0.13	0.02	0.08

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

➤ **Tableau IV-4 : Détermination des pressions aux Nœuds (cas de pointe)**

Nœuds	Élévation (m)	Demande (L/s)	Charge (m)	pression (m.c.e)	Observation
J-1	1 087.81	0.70	1113.19	25.36	Bonne
J-2	1 085.33	0.99	1112.98	27.64	Bonne
J-3	1 085.59	0.16	1112.99	27.38	Bonne
J-4	1 087.10	1.59	1112.91	25.8	Bonne
J-5	1 086.98	1.43	1112.89	25.89	Bonne
J-6	1 088.09	1.05	1112.93	24.83	Bonne
J-7	1 088.22	0.52	1112.92	24.68	Bonne
J-8	1 094.08	0.00	1113.08	19.00	Bonne
J-9	1 088.37	1.11	1112.87	24.49	Bonne
J-10	1 088.08	1.61	1112.86	24.76	Bonne
J-11	1 086.93	1.72	1112.85	25.91	Bonne
J-12	1 086.89	1.08	1112.86	25.96	Bonne

Suite du Tableau IV-4 : Détermination des pressions aux nœuds (cas de pointe).

Nœuds	Élévation (m)	Demande (L/s)	Charge (m)	pression (m.c.e)	Observation
J-13	1 086.73	0.88	1112.86	26.11	Bonne
J-14	1 086.85	0.79	1112.87	26.00	Bonne
J-15	1 086.41	1.50	1112.87	26.44	Bonne
J-16	1 088.70	1.14	1112.83	24.12	Bonne
J-17	1 090.06	1.85	1112.81	22.74	Bonne
J-18	1 091.06	2.19	1112.8	21.72	Bonne
J-19	1 092.02	0.79	1112.79	20.75	Bonne
J-20	1 089.38	0.97	1112.78	23.35	Bonne
J-21	1 091.37	1.53	1112.77	21.34	Bonne
J-22	1 091.34	1.81	1112.75	21.32	Bonne
J-23	1 090.55	2.60	1112.94	22.24	Bonne
J-24	1 090.26	2.66	1112.97	22.55	Bonne
J-25	1 088.19	1.39	1112.81	24.58	Bonne
J-26	1 088.14	1.45	1112.78	24.59	Bonne
J-27	1 088.74	2.48	1112.74	23.97	Bonne
J-28	1 089.53	1.38	1112.74	23.17	Bonne
J-29	1 089.75	1.91	1112.74	22.93	Bonne
J-30	1 084.56	1.90	1112.89	28.18	Bonne
J-31	1 092.19	0.41	1113.05	20.84	Bonne
J-32	1 092.24	0.93	1112.99	20.78	Bonne
J-33	1 091.12	1.01	1112.81	21.71	Bonne
J-34	1 092.15	1.16	1112.77	20.65	Bonne
J-35	1 091.76	0.51	1112.76	21.02	Bonne
J-36	1 092.42	0.98	1112.78	20.39	Bonne
J-37	1 092.71	0.44	1112.77	20.09	Bonne
J-38	1 091.54	1.90	1112.73	21.23	Bonne
J-39	1 088.65	1.27	1112.5	23.89	Bonne
J-40	1 091.46	1.92	1112.72	21.25	Bonne
J-41	1 090.71	2.51	1112.72	22.00	Bonne
J-42	1 089.42	2.97	1113.30	23.66	Bonne
J-43	1 090.81	1.86	1103.00	12.19	Faible
J-44	1 089.09	2.03	1102.56	13.47	Faible
J-45	1 085.59	2.19	1100.01	16.61	Admissible
J-46	1 089.66	2.32	1098.78	12.09	Faible
J-47	1 087.64	0.51	1098.76	14.08	Admissible
J-48	1 088.77	0.76	1098.72	12.92	Faible
J-49	1 102.12	2.10	1149.09	47.01	Bonne
J-50	1 086.52	0.63	1112.83	26.30	Bonne
J-51	1 086.90	0.64	1112.83	25.92	Bonne
J-52	1 091.73	0.64	1112.67	20.85	Bonne
J-53	1 088.09	2.67	1114.58	26.44	Bonne
J-54	1 090.66	0.42	1114.57	23.86	Bonne

Suite du Tableau IV-4 : Détermination des pressions aux nœuds (cas de pointe).

Nœuds	Élévation (m)	Demande (L/s)	Charge (m)	pression (m.c.e)	Observation
J-55	1 089.15	2.17	1114.47	25.28	Bonne
J-56	1 091.83	1.89	1114.47	22.61	Bonne
J-57	1 091.90	2.45	1114.25	22.31	Bonne
J-58	1 090.27	2.74	1113.72	23.26	Bonne
J-59	1 088.55	1.54	1114.76	26.24	Bonne
J-60	1 087.21	1.30	1115.85	28.68	Bonne
J-61	1 086.05	2.25	1115.76	29.78	Bonne
J-62	1 085.46	1.64	1118.43	31.12	Bonne
J-63	1 091.15	3.35	1114.75	23.64	Bonne
J-64	1 095.98	0.00	1113.25	17.29	Bonne
J-65	1 094.70	1.21	1109.93	15.25	Admissible
J-66	1 093.38	1.25	1109.39	16.37	Admissible
J-67	1 092.80	0.79	1109.33	16.89	Admissible
J-68	1 092.19	0.79	1109.31	17.48	Bonne
J-69	1 092.87	0.80	1109.32	16.81	Admissible
J-70	1 092.63	1.77	1108.44	12.29	Faible
J-71	1 091.62	0.87	1108.36	13.22	Faible
J-72	1 092.53	2.78	1108.07	12.02	Faible
J-73	1 090.87	1.16	1107.9	13.50	Faible
J-74	1 090.54	1.47	1107.74	13.67	Faible
J-75	1 101.01	1.83	1113.62	12.67	Faible
J-76	1 097.46	3.08	1112.78	15.23	Admissible
J-77	1 099.19	3.55	1113.02	14.02	Admissible
J-78	1 094.95	3.62	1112.49	17.45	Bonne
J-79	1 095.02	2.52	1112.81	17.93	Bonne
J-80	1 093.44	2.56	1112.84	19.94	Bonne
J-81	1 092.53	1.81	1112.59	20.30	Bonne
J-82	1 092.70	1.26	1112.48	19.71	Bonne
J-83	1 090.30	0.99	1112.36	22.00	Bonne
J-84	1 092.23	2.54	1112.45	20.13	Bonne
J-85	1 090.48	1.01	1112.32	21.76	Bonne
J-86	1 114.63	0.00	1150.8	36.19	Bonne
J-87	1 114.62	0.00	1114.74	0.12	très faible
J-88	1 098.72	1.72	1114.36	15.58	Admissible
J-89	1 097.85	2.97	1113.34	16.24	Admissible
J-90	1 093.31	1.73	1113.35	20.38	Bonne
J-91	1 095.86	1.51	1114.31	18.40	Bonne
J-92	1 093.61	1.87	1114.26	20.6	Bonne
J-93	1 098.06	0.61	1114.33	16.21	Admissible
J-94	1 095.88	2.21	1114.3	18.37	Bonne
J-95	1 093.51	1.39	1114.3	20.74	Bonne
J-96	1 096.97	5.13	1141.51	44.69	Bonne

Suite du Tableau IV-4 : Détermination des pressions aux nœuds (cas de pointe).

Nœuds	Élévation (m)	Demande (L/s)	Charge (m)	pression (m.c.e)	Observation
J-97	1 092.75	3.66	1139.73	46.83	Bonne
J-98	1 089.19	3.39	1139.31	49.88	Bonne
J-99	1 089.50	1.55	1137.02	46.27	Bonne
J-100	1 088.53	0.55	1137.01	47.22	Bonne
J-101	1 089.29	2.77	1134.23	42.21	Bonne
J-102	1 090.54	1.85	1132.08	40.17	Bonne
J-103	1 089.86	2.21	1131.84	40.94	Bonne
J-104	1 092.75	2.12	1131.87	37.45	Bonne
J-105	1 091.19	1.18	1131.47	38.78	Bonne
J-106	1 096.07	1.04	1136.51	39.18	Bonne
J-107	1 096.45	1.11	1134.89	36.25	Bonne
J-108	1 096.50	0.69	1134.60	35.60	Bonne
J-109	1 094.62	0.66	1134.58	37.46	Bonne
J-110	1 096.34	1.01	1134.64	35.87	Bonne
J-111	1 094.34	0.96	1134.57	37.73	Bonne
J-112	1 094.44	1.09	1134.55	37.60	Bonne
J-113	1 094.55	0.95	1134.06	36.57	Bonne
J-114	1 093.67	1.57	1132.45	36.65	Bonne
J-115	1 091.51	1.03	1131.23	38.08	Bonne
J-116	1 088.83	1.67	1129.26	39.01	Bonne
J-117	1 084.54	3.47	1128.33	42.86	Bonne
J-118	1 083.87	1.82	1124.71	39.86	Bonne
J-119	1 084.22	1.47	1119.68	34.55	Bonne
J-120	1 085.71	0.50	1118.41	30.85	Bonne
J-121	1 094.27	1.53	1134.91	39.96	Bonne
J-122	1 092.65	1.15	1131.82	38.02	Bonne
J-123	1 093.01	1.23	1131.45	36.90	Bonne
J-124	1 088.80	1.13	1127.46	37.46	Bonne
J-125	1 089.31	1.54	1126.72	36.33	Bonne
J-126	1 086.85	1.56	1127.38	39.32	Bonne
J-127	1 086.85	2.00	1118.97	31.47	Bonne
J-128	1 088.06	2.10	1116.24	28.08	Bonne
J-129	1 094.77	2.13	1133.95	38.50	Bonne
J-130	1 096.63	0.39	1133.94	36.64	Bonne
J-131	1 091.17	0.81	1133.88	42.03	Bonne
J-132	1 092.28	1.47	1138.95	46.53	Bonne
J-133	1 095.05	1.56	1138.81	43.62	Bonne
J-134	1 090.73	1.66	1138.81	47.93	Bonne
J-135	1 084.32	0.60	1102.54	18.22	Bonne
J-136	1 092.28	1.57	1102.61	10.33	Faible
R-1	1 118.00	/	1122.00	4.00	/
R-2	1 092.18	/	1106.18	15.00	/
R-3+R-4	1 114.80	/	1118.80	4.00	/
R-5+R-6	1 152.15	/	1156.15	4.00	/

E-2) Cas de pointe + incendie:

D'après le comportement du réseau dans le cas de pointe plus incendie on a signalé les mêmes paramètres hydrauliques que le cas de pointe à l'exception des tronçons présentés dans les tableaux suivants :

➤ **Tableau IV-5: Débits et vitesses dans les tronçons du réseau (cas de pointe plus incendie).**

<i>N° de conduite</i>	<i>Nœud de départ</i>	<i>Nœud d'arrivé</i>	<i>Longueur (m)</i>	<i>Diamètre (mm)</i>	<i>Coefficient CHW</i>	<i>Débit (L/s)</i>	<i>Vitesse (m/s)</i>	<i>Perte de charge unit (m/Km)</i>
P-59	J-43	J-136	507	90	150	18.57	2.92	77.00
P-60	R-2	J-43	41	150	130	28.84	1.63	19.00

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

<i>Nœuds</i>	<i>Élévation (m)</i>	<i>Demande (L/s)</i>	<i>Charge (m)</i>	<i>pression (m.c.e)</i>	<i>Observation</i>
J-43	1090.81	1.86	1102.37	11.56	Faible
J-44	1089.09	2.03	1101.93	12.84	Faible
J-45	1085.59	2.19	1101.57	15.98	Admissible
J-46	1089.66	19.32	1101.12	11.46	Faible
J-47	1087.64	0.51	1101.1	13.46	Faible
J-48	1088.77	0.76	1101.06	12.29	Faible
J-135	1084.32	0.60	1101.91	17.59	Bonne
J-136	1092.28	1.57	1063.48	-28.80	Dépression

Les résultats de la simulation hydraulique (les pressions et les vitesses) du réseau de distribution pendant l'heure de pointe sont représentés dans la figure (IV-1) présentée ci après.

IV-3) Constatations et interprétations des résultats de simulation:

Après avoir fait une simulation hydraulique du réseau de distribution à l'état actuel, on a constaté que le réseau de la ville de Chéria présente des problèmes et des anomalies qui gênent le bon fonctionnement de ce dernier soit en cas de pointe ou bien pointe plus incendie.

IV-3-A) Cas de pointe :

↳ La répartition des pressions :

Les résultats des pressions obtenus sont favorables c'est-à-dire qu'ils sont dans la norme (entre 01 bar et 06 bars). Néanmoins dans le nœud J87 qui est situé juste à la sortie du réservoir où la pression est très faible. On note aussi que la pression minimale est de **0,12 m.c.e** se trouve au niveau du nœud (J-87) et la pression maximale de **49,88 m.c.e** est enregistrée au niveau du nœud (J-98).

↳ La répartition des vitesses :

Sachant que la vitesse d'écoulement admissible dans un tronçon est entre 0,5 m/s et 1,5m/s, Le réseau de distribution de la ville présente des vitesses très faibles surtout dans la zone Nord de la ville car on a remarqué que plus de **65 %** des vitesses dans ces tronçons sont comprises entre 0,01m/s jusqu'à 0,40 m/s et voir même une vitesse de 0.00 m/s dans la conduite (P3) où on peut dire qu'il n'y a pas d'écoulement. On a remarqué aussi que dans les tronçons (P150 - P153 - P160 - P161 - P164 - P168 - P174 - P133 - P135 - P142), la vitesse d'écoulement est supérieure à 1,5 m/s et atteint sa valeur maximale (3,01m/s) dans le tronçon P-164.

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

↳ Les pertes de charges :

On a constaté qu'il y a 30% des conduites ont une perte de charge unitaire élevée qui dépasse la perte de charge admissible (la perte de charge acceptable est de 2 à 3 m/km) malgré que le réseau est maillé avec certaines ramifications. la perte de charge unitaire maximale est de 79 m/Km et se trouve au niveau de la conduite (P-142).

IV-3-B) Cas de pointe + incendie:

Dans ce cas on a constaté que le comportement hydraulique du réseau est le même que le cas du pointe à l'exception d'une augmentation importante de la vitesse qui dépasse 1,5 m/s dans les tronçons (P59 et P60) et une dépression très importante (-28,80 m.c.e) au niveau de nœud J59, aussi une chute de pression dans ces nœuds (J48, J44, J45, J46, J47 J135, J43).

Conclusion :

Les mesures effectuées sur le terrain et la modélisation hydraulique du réseau de la ville de Chéria ont permis de mettre en évidence que ce dernier présente beaucoup des insuffisances surtout du point de vue vitesse et certains risques à court terme pour l'alimentation en eau satisfaisante des abonnés, spécialement en période de pointe. Ce qui démontre leur mal dimensionnement.

CHAPITRE V

Rénovation Du Réseau d'A.E.P De La Ville De Chéria

V – Rénovation Du Réseau d'A.E.P De La Ville De Chéria :***Introduction :***

D'après le diagnostic du réseau d'A.E.P de la commune de Chéria nous avons constaté que ce dernier est mal dimensionné. A cet effet, il s'avère nécessaire d'améliorer les conditions de distribution qui consistent en la rénovation du système d'alimentation en eau potable de la ville.

V-1) Les motifs de rénovation : [9]

La connaissance des phénomènes contribuant à la dégradation des conduites ne présentent pas les seuls éléments à prendre pour décider la réalisation des travaux de rénovation. La prise de décision dans un processus de rénovation tient compte aussi des facteurs déclenchant appelés motifs de rénovation.

Les différents motifs évoqués par les gestionnaires du réseau sont :

- ↪ Dégradation de la qualité de l'eau.
- ↪ Augmentation de nombre des fuites enregistrées.
- ↪ Baisse de capacité du réseau et l'évolution de la demande.
- ↪ Plaintes des abonnés pour insuffisance de pression ou mauvaise qualité d'eau.
- ↪ Risques de dommages liés à d'éventuelles fuites.
- ↪ Dégradation visible de la conduite.
- ↪ Pose d'un autre réseau à proximité.
- ↪ Travaux de voiries.

V-2) Choix de type du réseau :

Pour que les performances d'un réseau de distribution soient satisfaisantes, Ce réseau doit être en mesure de fournir, à des pressions compatibles avec les hauteurs des immeubles, les débits et les volumes d'eau requis, et ce en tout temps lors de sa durée de vie utile. C'est pourquoi lors de la conception d'un réseau, il est important d'identifier et prendre en compte les situations les plus critiques afin que le réseau dans telles situations se comporte de façon satisfaisante. [8]

Pour notre projet on a modifié une grande partie du schéma du réseau existant en éliminant quelques ramifications et en projetant des nouvelles mailles et ceci est en tenant compte de la répartition spatiale des constructions existantes et ses extensions prévus dans le plan d'aménagement de la ville à long terme (2035).

V-2-A) Définition du réseau maillé :

Un réseau maillé est constitué d'une série de tronçons disposés de telle manière qu'il soit possible de décrire une ou plusieurs boucles fermés en suivant le tracé. Contrairement au réseau ramifié, un réseau maillé assure une alimentation en retour en cas de panne d'un tronçon. Il est bien étendu, plus coûteux à l'installation et présente une indétermination sur les grandeurs et les signes (sens) des débits et des pertes de charge dans chaque tronçon. Il est utilisé en général dans les zones urbaines, et tend à se généraliser dans les agglomérations rurales sous forme associée aux réseaux ramifiés (limitation de nombres de mailles en conservant certaines ramifications). [4]

V-2-B) Principe du tracé d'un réseau maillé : [2]

Pour tracer le réseau, il y a un certain nombre de conditions qu'il faut respecter:

- ↪ Repérer les gros consommateurs d'eau potable (entreprise, fabrique, ...)
- ↪ Repérer les quartiers de fortes densités d'habitations.
- ↪ Choisir les itinéraires vers ces gros consommateurs.
- ↪ En fonction de ces itinéraires choisis les tracés les plus courts.
- ↪ En fonction de ces tracés, on prévoit les conduites principales.
- ↪ Pour alimenter la partie entre deux conduites principales en parallèles, on doit relier ces derniers avec des conduites secondaires pour obtenir des mailles.

V-3) Choix du matériau des conduites: [5]

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

Parmi les matériaux utilisés on peut citer les plus utilisés : l'acier, la fonte, les matières plastiques (les polychlorures de vinyle «PVC», les polyéthylènes «PE», Les polyéthylènes à haute densité «PEHD »).

Dans ce présent projet, notre étude se contentera sur l'utilisation de polyéthylène à haute densité (PEHD) vu les avantages qu'elle présente :

- ↪ la disponibilité sur le marché national.
- ↪ disponibilité sous forme de rouleaux pour les diamètres inférieurs à 125 mm. La chose qui facilite la pose de conduite et permet le gain du temps.
- ↪ le procédé de raccordement (soudage bout a bout) est très solide et ne permet pas l'apparition des zones faibles dans la conduite
- ↪ Sa rugosité minimale.

- ↪ Sa résistance à l'entartrage.
- ↪ Sa résistance aux effets de sol (sols agressifs).
- ↪ le PEHD il est in corrodable (détérioration chimique de la conduite) et flexible.
- ↪ il est résistant aux charges extérieures.

V-4) Calcul hydraulique du réseau :

Dans notre cas on a choisi le système de distribution avec des réservoirs de tête. Dans ce système, les pompes refoulent directement vers les réservoirs puis la distribution se fait gravitairement à partir de ces réservoirs vers le réseau de distribution.

V-4-A) Détermination des débits :

A-1) Cas de pointe :

D'après les résultats du tableau (III-11) donnant la consommation horaire de notre agglomération, on constate que l'heure de pointe est entre 08h et 09h et égale à **434,17 l/s**.

➤ Débit spécifique (Q_{sp}) :

Il est donné par la relation : $Q_{sp} = \frac{Q_{rte}}{\sum L}$

Avec : $\sum L_i = 34102 \text{ m}$. Donc on a : $Q_{sp} = \frac{434,17}{29477} = 0,01473 \text{ l/s/ml}$

➤ Débit en route (Q_r) pour chaque tronçon :

Pour calculer ce débit on a utilisé l'expression suivante : $Q_r = Q_{sp} \times l_i$

➤ débits aux nœuds (Q_n):

La formule utilisée est la suivante : $Q_{ni} = 0,5 \times \sum Q_r + \sum Q_{conc}$

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

Les résultats du calcul des débits aux nœuds en cas de pointe sont représentés dans le tableau VII-1.

A-2) Cas de pointe + incendie :

Selon le service d'inspection des secours publics contre l'incendie, la demande en eau pour lutter contre l'incendie est variable selon le type de district ou de zonage. [4]

Dans le cas de pointe plus incendie le calcul se fait de la même manière que le cas de pointe mais seulement on doit s'assurer que le débit d'incendie (17 l/s) se trouve au point le plus défavorable qui est dans notre cas le nœud J-38.

Avec : $Q_{n38} = 3,79 + 17 = 20,79 \text{ l/s}$

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

<i>N° Nœuds</i>	<i>N°Tronçons</i>	<i>Longueur (m)</i>	<i>Q_{sp} (l/s/m)</i>	<i>Q_r (l/s)</i>	<i>0,5×Q_r (l/s)</i>	<i>Q_n (l/s)</i>
1	P-1	1990	0.01473	0.00000	0.00	2.11
	P-2	116		1.71	0.85	
	P-100	170		2.50	1.25	
2	P-2	116		1.71	0.85	2.64
	P-4	150		2.21	1.10	
	P-53	92		1.36	0.68	
3	P-4	150		2.21	1.10	3.46
	P-17	70		1.03	0.52	
	P-49	133		1.96	0.98	
	P-101	117		1.72	0.86	
4	P-49	133		1.96	0.98	2.50
	P-90	138		2.03	1.02	
	P-50	69		1.02	0.51	
5	P-90	138		2.03	1.02	4.91
	P-102	258		3.80	1.90	
	P-92	271		3.99	2.00	
6	P-137	146		2.15	1.08	2.17
	P-154	148		2.18	1.09	
7	P-16	177	2.61	1.30	2.87	
	P-21	103	1.52	0.76		
	P-22	110	1.62	0.81		
8	P-66	89	1.31	0.66	1.76	
	P-68	150	2.21	1.10		
9	P-3	329	4.85	2.42	5.06	
	P-10	112	1.65	0.82		
	P-31	246	3.62	1.81		
10	P-10	112	1.65	0.82	3.84	
	P-11	299	4.40	2.20		
	P-28	110	1.62	0.81		
11	P-11	299	4.40	2.20	4.10	
	P-12	94	1.38	0.69		
	P-23	164	2.42	1.21		
12	P-12	94	1.38	0.69	3.28	
	P-52	81	1.19	0.60		
	P-92	271	3.99	2.00		
13	P-39	17	0.25	0.13	1.42	
	P-40	25	0.37	0.18		
	P-81	151	2.22	1.11		

Suite du Tableau V-1 : Calcul des débits nodaux (cas de pointe)

N° Nœuds	N°Tronçons	Longueur (m)	Q_{sp} (l/s/m)	Q_r (l/s)	$0,5 \times Q_r$ (l/s)	Q_n (l/s)
14	P-19	194	0,01473	2.86	1.43	2.53
	P-50	69		1.02	0.51	
	P-52	81		1.19	0.60	
15	P-47	199		2.93	1.47	2.12
	P-66	89		1.31	0.66	
16	P-41	103		1.52	0.76	3.47
	P-17	70		1.03	0.52	
	P-18	127		1.87	0.94	
	P-20	171		2.52	1.26	
17	P-18	127		1.87	0.94	3.12
	P-19	194		2.86	1.43	
	P-21	103		1.52	0.76	
18	P-16	177		2.61	1.30	5.10
	P-20	171		2.52	1.26	
	P-48	194		2.86	1.43	
	P-68	150		2.21	1.10	
19	P-3	329		4.85	2.42	6.45
	P-5	172		2.53	1.27	
	P-88	180		2.65	1.33	
	P-112	195		2.87	1.44	
20	P-23	164		2.42	1.21	2.31
	P-24	59		0.87	0.43	
	P-30	91		1.34	0.67	
21	P-24	59		0.87	0.43	4.45
	P-25	192		2.83	1.41	
	P-37	243	3.58	1.79		
	P-22	110	1.62	0.81		
22	P-25	192	2.83	1.41	4.19	
	P-110	205	3.02	1.51		
	P-58	172	2.53	1.27		
23	P-51	232	3.42	1.71	6.77	
	P-85	166	2.45	1.22		
	P-112	195	2.87	1.44		
	P-84	326	4.80	2.40		
24	P-54	155	2.28	1.14	2.25	
	P-81	151	2.22	1.11		
25	P-28	110	1.62	0.81	3.31	
	P-29	146	2.15	1.08		
	P-35	194	2.86	1.43		

Suite du Tableau V-1 : Calcul des débits nodaux (cas de pointe).

<i>N° Nœuds</i>	<i>N°Tronçons</i>	<i>Longueur (m)</i>	<i>Q_{sp} (l/s/m)</i>	<i>Q_r (l/s)</i>	<i>0,5×Q_r (l/s)</i>	<i>Q_n (l/s)</i>
26	P-29	146	0.01473	2.15	1.08	3.46
	P-30	91		1.34	0.67	
	P-36	233		3.43	1.72	
27	P-31	246		3.62	1.81	5.57
	P-32	84		1.24	0.62	
	P-35	194		2.86	1.43	
	P-51	232		3.42	1.71	
28	P-32	84		1.24	0.62	3.28
	P-33	129		1.90	0.95	
	P-36	233		3.43	1.72	
29	P-33	129		1.90	0.95	3.81
	P-119	145		2.14	1.07	
	P-37	243		3.58	1.79	
30	P-8	313		4.61	2.31	6.42
	P-57	321		4.73	2.36	
	P-137	146		2.15	1.08	
	P-136	92		1.36	0.68	
31	P-88	180		2.65	1.33	3.47
	P-108	90		1.33	0.66	
	P-87	201		2.96	1.48	
32	P-86	286		4.21	2.11	6.16
	P-87	201		2.96	1.48	
	P-85	166		2.45	1.22	
	P-163	184		2.71	1.36	
33	P-77	127		1.87	0.94	4.99
	P-14	264		3.89	1.94	
	P-86	286		4.21	2.11	
34	P-5	172		2.53	1.27	2.81
	P-43	166		2.45	1.22	
	P-44	44		0.65	0.32	
35	P-43	166	2.45	1.22	1.22	
36	P-44	44	0.65	0.32	1.80	
	P-45	142	2.09	1.05		
	P-107	59	0.87	0.43		
37	P-45	142	2.09	1.05	1.05	
38	P-46	660	0.00000	0.00	0.00	3.79
	P-91	164	0.01473	2.42	1.21	
	P-98	351	5.17	2.58		

Suite du Tableau V-1 : Calcul des débits nodaux (cas de pointe).

N° Nœuds	N°Tronçons	Longueur (m)	Q_{sp} (l/s/m)	Q_r (l/s)	$0,5 \times Q_r$ (l/s)	Q_n (l/s)
39	P-60	109	0,01473	1.61	0.80	5.38
	P-56	248		3.65	1.83	
	P-149	373		5.49	2.75	
40	P-57	321		4.73	2.36	4.62
	P-151	197		2.90	1.45	
	P-60	109		1.61	0.80	
41	P-139	149	0.00000	0.00	0.00	6.01
	P-140	530	0,01473	7.81	3.90	
	P-74	286		4.21	2.11	
42	P-54	155		2.28	1.14	3.93
	P-67	171		2.52	1.26	
	P-78	208		3.06	1.53	
43	P-38	146		2.15	1.08	3.21
	P-40	25		0.37	0.18	
	P-61	94		1.38	0.69	
44	P-62	171		2.52	1.26	2.65
	P-42	100		1.47	0.74	
	P-61	94		1.38	0.69	
45	P-69	166		2.45	1.22	3.65
	P-9	126	1.86	0.93		
	P-14	264	3.89	1.94		
46	P-129	106	1.56	0.78	4.43	
	P-42	100	1.47	0.74		
	P-55	154	2.27	1.13		
47	P-72	347	5.11	2.56	5.57	
	P-82	347	5.11	2.56		
	P-131	149	2.19	1.10		
48	P-141	261	3.84	1.92	5.69	
	P-63	139	2.05	1.02		
	P-64	289	4.26	2.13		
49	P-65	345	5.08	2.54	0.00	
	P-130	590	0.00	0.00		
	P-139	149	0.00	0.00		
50	P-149	373	0,01473	5.49	2.75	3.81
	P-153	145		2.14	1.07	
51	P-151	197		2.90	1.45	3.03
	P-154	148		2.18	1.09	
	P-156	66		0.97	0.49	

Suite du Tableau V-1 : Calcul des débits nodaux (cas de pointe).

N° Nœuds	N°Tronçons	Longueur (m)	Q_{sp} (l/s/m)	Q_r (l/s)	$0,5 \times Q_r$ (l/s)	Q_n (l/s)
52	P-48	194	0,01473	2.86	1.43	2.70
	P-58	172		2.53	1.27	
53	P-38	146		2.15	1.08	5.38
	P-67	171		2.52	1.26	
	P-70	221		3.26	1.63	
	P-89	193		2.84	1.42	
54	P-152	145		2.14	1.07	3.69
	P-153	145		2.14	1.07	
	P-83	211		3.11	1.55	
55	P-70	221		3.26	1.63	3.75
	P-79	170		2.50	1.25	
	P-80	118		1.74	0.87	
56	P-125	125		1.84	0.92	3.09
	P-127	174		2.56	1.28	
	P-128	120		1.77	0.88	
57	P-75	164		2.42	1.21	3.30
	P-122	110		1.62	0.81	
	P-127	174		2.56	1.28	
58	P-78	208		3.06	1.53	5.17
	P-79	170		2.50	1.25	
	P-105	324		4.77	2.39	
59	P-80	118		1.74	0.87	3.24
	P-59	322		4.74	2.37	
60	P-75	164		2.42	1.21	1.21
61	P-131	149		2.19	1.10	5.63
	P-147	80		1.18	0.59	
	P-157	234		3.45	1.72	
	P-73	302		4.45	2.22	
62	P-73	302	4.45	2.22	5.27	
	P-162	66	0.97	0.49		
	P-82	347	5.11	2.56		
63	P-64	289	4.26	2.13	6.76	
	P-76	169	2.49	1.24		
	P-128	120	1.77	0.88		
	P-148	340	5.01	2.50		
64	P-148	340	5.01	2.50	5.69	
	P-157	234	3.45	1.72		
	P-158	198	2.92	1.46		

Suite du Tableau V-1 : Calcul des débits nodaux (cas de pointe).

<i>N° Nœuds</i>	<i>N°Tronçons</i>	<i>Longueur (m)</i>	<i>Q_{sp} (l/s/m)</i>	<i>Q_r (l/s)</i>	<i>0,5×Q_r (l/s)</i>	<i>Q_n (l/s)</i>
65	P-135	209	0,01473	3.08	1.54	4.79
	P-158	198		2.92	1.46	
	P-138	243		3.58	1.79	
66	P-155	313		4.61	2.31	5.93
	P-6	211		3.11	1.55	
	P-34	281		4.14	2.07	
67	P-147	80		1.18	0.59	3.67
	P-146	210		3.09	1.55	
	P-135	209		3.08	1.54	
68	P-114	209		3.08	1.54	5.91
	P-147	80		1.18	0.59	
	P-150	344		5.07	2.53	
	P-164	169		2.49	1.24	
69	P-114	209		3.08	1.54	4.46
	P-145	85		1.25	0.63	
	P-15	312		4.60	2.30	
70	P-144	78		1.15	0.57	2.75
	P-145	85		1.25	0.63	
	P-146	210		3.09	1.55	
71	P-144	78		1.15	0.57	3.97
	P-143	116		1.71	0.85	
	P-65	345		5.08	2.54	
72	P-138	243		3.58	1.79	3.51
	P-161	167		2.46	1.23	
	P-162	66		0.97	0.49	
73	P-150	344		5.07	2.53	5.06
	P-160	176		2.59	1.30	
	P-161	167	2.46	1.23		
74	P-56	248	3.65	1.83	4.96	
	P-159	249	3.67	1.83		
	P-160	176	2.59	1.30		
75	P-156	66	0.97	0.49	1.49	
	P-7	136	2.00	1.00		
76	P-159	249	3.67	1.83	3.76	
	P-136	92	1.36	0.68		
	P-164	169	2.49	1.24		
77	P-7	136	2.00	1.00	3.84	
	P-13	175	2.58	1.29		
	P-6	211	3.11	1.55		

Suite du Tableau V-1 : Calcul des débits nodaux (cas de pointe).

<i>N° Nœuds</i>	<i>N°Tronçons</i>	<i>Longueur (m)</i>	<i>Q_{sp} (l/s/m)</i>	<i>Q_r (l/s)</i>	<i>0,5×Q_r (l/s)</i>	<i>Q_n (l/s)</i>
78	P-13	175	0,01473	2.58	1.29	7.87
	P-8	313		4.61	2.31	
	P-27	269		3.96	1.98	
	P-15	312		4.60	2.30	
79	P-34	281		4.14	2.07	5.63
	P-27	269		3.96	1.98	
	P-26	214		3.15	1.58	
80	P-94	276		4.07	2.03	7.91
	P-117	160		2.36	1.18	
	P-106	225		3.31	1.66	
	P-134	413		6.08	3.04	
81	P-106	225		3.31	1.66	4.97
	P-9	126		1.86	0.93	
	P-105	324		4.77	2.39	
82	P-41	103		1.52	0.76	2.90
	P-47	199		2.93	1.47	
	P-53	92		1.36	0.68	
83	P-55	154		2.27	1.13	4.93
	P-59	322		4.74	2.37	
	P-89	193		2.84	1.42	
84	P-62	171	2.52	1.26	1.70	
	P-71	60	0.88	0.44		
85	P-72	347	5.11	2.56	4.22	
	P-71	60	0.88	0.44		
	P-69	166	2.45	1.22		
86	P-109	1323	0.00000	0.00	0.00	0.00
	P-130	590		0.00	0.00	
87	P-46	650		0.00	0.00	0.00
	P-111	13		0.00	0.00	
	P-113	781		0.00	0.00	
88	P-113	781		0.00	0.00	2.64
	P-120	151		2.22	1.11	
	P-115	207		3.05	1.52	
89	P-115	207		3.05	1.52	4.34
	P-116	281		4.14	2.07	
	P-99	101	1.49	0.74		
90	P-116	281	4.14	2.07	4.14	
	P-117	160	2.36	1.18		
	P-118	121	1.78	0.89		

Suite du Tableau V-1 : Calcul des débits nodaux (cas de pointe).

<i>N° Nœuds</i>	<i>N°Tronçons</i>	<i>Longueur (m)</i>	<i>Q_{sp} (l/s/m)</i>	<i>Q_r (l/s)</i>	<i>0,5×Q_r (l/s)</i>	<i>Q_n (l/s)</i>
91	P-120	151	0,01473	2.22	1.11	3.60
	P-121	186		2.74	1.37	
	P-123	152		2.24	1.12	
92	P-118	121		1.78	0.89	4.46
	P-121	186		2.74	1.37	
	P-122	110		1.62	0.81	
	P-126	188		2.77	1.38	
93	P-132	126		1.86	0.93	5.35
	P-133	188		2.77	1.38	
	P-134	413		6.08	3.04	
94	P-123	152		2.24	1.12	5.25
	P-63	139		2.05	1.02	
	P-124	136		2.00	1.00	
	P-74	286		4.21	2.11	
95	P-125	125		1.84	0.92	3.31
	P-124	136		2.00	1.00	
	P-126	188		2.77	1.38	
96	P-140	530		7.81	3.90	6.33
	P-143	116		1.71	0.85	
	P-26	214		3.15	1.58	
97	P-152	145		2.14	1.07	3.37
	P-155	313		4.61	2.31	
98	P-91	164		2.42	1.21	7.44
	P-95	338		4.98	2.49	
	P-93	508		7.48	3.74	
99	P-93	508		7.48	3.74	7.73
	P-103	211		3.11	1.55	
	P-96	330	4.86	2.43		
100	P-94	276	4.07	2.03	8.81	
	P-97	252	3.71	1.86		
	P-95	338	4.98	2.49		
	P-96	330	4.86	2.43		
101	P-98	351	5.17	2.58	5.18	
	P-99	101	1.49	0.74		
	P-97	252	3.71	1.86		
102	P-101	117	1.72	0.86	4.01	
	P-102	258	3.80	1.90		
	P-100	170	2.50	1.25		
103	P-104	315	4.64	2.32	3.42	
	P-108	90	1.33	0.66		
	P-107	59	0.87	0.43		

Suite du Tableau V-1 : Calcul des débits nodaux (cas de pointe).

<i>N° Nœuds</i>	<i>N°Tronçons</i>	<i>Longueur (m)</i>	<i>Q_{sp} (l/s/m)</i>	<i>Q_r (l/s)</i>	<i>0,5×Q_r (l/s)</i>	<i>Q_n (l/s)</i>
104	P-103	211	0,01473	3.11	1.55	4.80
	P-132	126		1.86	0.93	
	P-104	315		4.64	2.32	
105	P-119	145		2.14	1.07	4.94
	P-110	205		3.02	1.51	
	P-84	321		4.73	2.36	
106	P-133	188		2.77	1.38	3.65
	P-163	184		2.71	1.36	
	P-129	124		1.83	0.91	
107	P-76	169		2.49	1.24	1.24
108	P-77	127		1.87	0.94	0.94
109	P-83	211	3.11	1.55	1.55	
110	P-141	261	3.84	1.92	1.92	
111	P-142	86	1.27	0.63	0.63	

V-4-B) Détermination des diamètres avantageux :

Les conduites du réseau sont dimensionnées à partir des débits maximaux horaires. Possédant les débits arbitraires répartis selon la méthode de HARDY-CROSS, on peut choisir leurs diamètres avantageux correspondants (écoulement gravitaire), en se basant sur le tableau V-2 qui donnent les diamètres avantageux en fonction des débits limites. [8]

➤ **Tableau V-2: diamètres avantageux en fonction des débits limités.**

<i>Diamètres (mm)</i>	<i>Débits limites (l/s)</i>
80	<7.3
100	7.3 à 10.6
125	10.6 à 15.1
150	15.1 à 19.8
175	19.8 à 26.5
200	26.5 à 42
250	42 à 65
300	65 à 93

Suite à la répartition arbitraire des débits, on a déterminé le diamètre avantageux de chaque tronçon.

Les résultats sont donnés dans le tableau V-3.

➤ **Tableau V-3: Détermination des diamètres avantageux.**

Tronçon	Longueur (m)	Q_{pte} (l/s)	$Q_{pte+Inc.}$ (l/s)	Q_{max} (l/s)	$D_{avantageux}$ (mm)	V (m/s)
P-1	1990	55.52	57.34	57.34	250	1.17
P-2	116	29.11	30.1	30.1	200	0.96
P-3	329	14.03	13.4	14.03	110	1.48
P-4	150	10.98	11.39	11.39	110	1.20
P-5	172	11.43	10.88	11.43	110	1.20
P-6	211	0.61	0.62	0.62	75	0.14
P-7	136	5.7	5.71	5.71	75	1.29
P-8	313	6.99	7	7	75	1.59
P-9	126	56.23	58.01	58.01	250	1.18
P-10	112	6.92	6.43	6.92	75	1.57
P-11	299	1.77	1.29	1.77	75	0.40
P-12	94	3.76	4.45	4.45	75	1.01
P-13	175	8.93	8.93	8.93	90	1.40
P-14	264	24.08	24.16	24.16	160	1.20
P-15	312	11.71	11.7	11.71	110	1.23
P-16	177	1.31	1.54	1.54	75	0.35
P-17	70	10.08	10.55	10.55	90	1.66
P-18	127	6.5	6.87	6.87	75	1.56
P-19	194	0.74	0.82	0.82	75	0.19
P-20	171	6.32	6.72	6.72	75	1.52
P-21	103	4.13	4.56	4.56	75	1.03
P-22	110	2.57	3.23	3.23	75	0.73
P-23	164	1.43	1.64	1.64	75	0.37
P-24	59	0.4	0.01	0.4	75	0.09
P-25	192	0.42	0.31	0.42	75	0.10
P-26	214	31.7	31.74	31.74	200	1.01
P-27	269	12.09	12.11	12.11	110	1.27
P-28	110	1.31	1.3	1.31	75	0.30
P-29	146	2.59	2.27	2.59	75	0.59
P-30	91	1.29	0.69	1.29	75	0.29
P-31	246	2.05	1.91	2.05	75	0.46
P-32	84	7.09	6.64	7.09	75	1.61
P-33	129	1.66	1.48	1.66	75	0.38
P-34	281	13.99	14	14	110	1.47
P-35	194	4.6	4.29	4.6	75	1.04
P-36	233	2.15	1.88	2.15	75	0.49
P-37	243	1.89	1.52	1.89	75	0.43
P-38	146	48.41	50.21	50.21	250	1.02
P-39	17	144.99	149.73	149.73	400	1.19
P-40	25	98.17	101.3	101.3	350	1.05
P-41	103	6.22	6.51	6.51	75	1.47

Suite du Tableau V-3: Détermination des diamètres avantageux.

Tronçon	Longueur (m)	Q_{pte} (l/s)	$Q_{pte+Inc.}$ (l/s)	Q_{max} (l/s)	$D_{avantageux}$ (mm)	V (m/s)
P-42	100	25.15	26.03	26.03	160	1.30
P-43	166	1.22	1.22	1.22	75	0.28
P-44	44	15.47	14.92	15.47	125	1.26
P-45	142	1.05	1.05	1.05	75	0.24
P-46	660	86.36	91.84	91.84	300	1.30
P-47	199	6.37	6.66	6.66	75	1.51
P-48	194	2.4	2.87	2.87	75	0.65
P-49	133	8.33	8.7	8.7	90	1.37
P-50	69	6.59	7.05	7.05	75	1.60
P-51	232	15.21	14.58	15.21	125	1.24
P-52	81	3.31	3.7	3.7	75	0.84
P-53	92	15.49	16.08	16.08	90	2.53
P-54	155	43.14	44.76	44.76	250	0.91
P-55	154	33.55	34.89	34.89	200	1.11
P-56	248	7.16	7.15	7.16	75	1.62
P-57	321	4.37	4.37	4.37	75	0.99
P-58	172	0.3	0.18	0.3	75	0.07
P-59	322	23.62	24.58	24.58	160	1.22
P-60	109	3.2	3.21	3.21	75	0.73
P-61	94	28.54	29.37	29.37	200	0.94
P-62	171	18.01	18.52	18.52	125	1.51
P-63	139	52.09	52.06	52.09	250	1.06
P-64	289	4.41	4.5	4.5	75	1.02
P-65	345	41.99	41.87	41.99	250	0.86
P-66	89	4.25	4.54	4.54	75	1.03
P-67	171	15.46	16.28	16.28	125	1.33
P-68	150	2.49	2.78	2.78	75	0.63
P-69	166	0.74	0.69	0.74	75	0.17
P-70	221	32.57	33.92	33.92	200	1.08
P-71	60	16.31	16.82	16.82	125	1.37
P-72	347	12.83	13.28	13.28	110	1.40
P-73	302	5.84	5.83	5.84	75	1.32
P-74	286	14.35	15.74	15.74	125	1.28
P-75	164	1.21	1.21	1.21	75	0.27
P-76	169	1.24	1.24	1.24	75	0.28
P-77	127	0.94	0.94	0.94	75	0.21
P-78	208	54.68	57.1	57.1	250	1.16
P-79	170	49.2	51.51	51.51	250	1.05
P-80	118	20.38	21.34	21.34	160	1.06
P-81	151	45.4	47.01	47.01	250	0.96
P-82	347	0.9	0.88	0.9	75	0.20

Suite du Tableau V-3: Détermination des diamètres avantageux.

Tronçon	Longueur (m)	Q_{pte} (l/s)	$Q_{pte+Inc.}$ (l/s)	Q_{max} (l/s)	$D_{avantageux}$ (mm)	V (m/s)
P-83	211	1.55	1.55	1.55	75	0.35
P-84	321	13.06	12.49	13.06	110	1.37
P-85	166	27.17	26.5	27.17	200	0.87
P-86	286	18.16	18.24	18.24	125	1.49
P-87	201	15.56	15.51	15.56	125	1.27
P-88	180	16.92	16.32	16.92	125	1.38
P-89	193	5.01	5.38	5.38	75	1.22
P-90	138	0.77	0.85	0.85	75	0.19
P-91	164	47.47	41.48	47.47	250	0.97
P-92	271	3.73	4.03	4.03	75	0.91
P-93	508	19.79	17.27	19.79	160	0.98
P-94	276	14.12	10.46	14.12	110	1.49
P-95	338	20.24	16.77	20.24	110	2.13
P-96	330	13.18	12.76	13.18	110	1.39
P-97	252	15.86	15.26	15.86	125	1.29
P-98	351	35.1	29.57	35.1	200	1.12
P-99	101	14.06	9.12	14.06	110	1.48
P-100	170	24.31	25.13	25.13	160	1.25
P-101	117	10.88	11.32	11.32	110	1.19
P-102	258	9.41	9.8	9.8	90	1.54
P-103	211	25.24	22.31	25.24	160	1.26
P-104	315	26.56	25.46	26.56	200	0.85
P-105	324	98.7	103.45	103.45	350	1.08
P-106	225	37.51	40.47	40.47	200	1.29
P-107	59	18.32	17.77	18.32	125	1.49
P-108	90	4.83	4.28	4.83	75	1.09
P-109	1323	64.76	66.36	66.36	300	0.94
P-110	205	4.07	3.7	4.07	75	0.92
P-111	13	168.9	177.73	177.73	400	1.42
P-112	195	7.86	7.35	7.86	90	1.24
P-113	781	82.54	85.89	85.89	300	1.22
P-114	209	9.72	9.74	9.74	90	1.53
P-115	207	18.23	21.87	21.87	160	1.09
P-116	281	27.96	26.66	27.96	160	1.39
P-117	160	26.34	26.32	26.34	160	1.31
P-118	121	50.16	48.84	50.16	250	1.02
P-119	145	4.05	3.85	4.05	75	0.92
P-120	151	61.67	61.39	61.67	250	1.26
P-121	186	17.54	17.81	17.81	160	0.89
P-122	110	32.64	32.27	32.64	200	1.04
P-123	152	40.52	39.97	40.52	200	1.29

Suite du Tableau V-3: Détermination des diamètres avantageux

Tronçon	Longueur (m)	Q_{pte} (l/s)	$Q_{pte+Inc.}$ (l/s)	Q_{max} (l/s)	$D_{avantageux}$ (mm)	V (m/s)
P-124	136	2.47	1.6	2.47	75	0.56
P-125	125	24.83	25.03	25.03	160	1.25
P-126	188	30.6	29.93	30.6	200	0.97
P-127	174	28.14	27.76	28.14	200	0.90
P-128	120	49.88	49.7	49.88	250	1.02
P-129	106	28.49	30.2	30.2	200	0.96
P-130	590	64.76	66.36	66.36	300	0.94
P-131	149	8.39	8.37	8.39	90	1.32
P-132	126	6.13	7.96	7.96	90	1.25
P-133	188	5.89	3.39	5.89	75	1.33
P-134	413	17.37	16.7	17.37	125	1.42
P-135	209	4.57	4.52	4.57	75	1.03
P-136	92	8.23	8.21	8.23	90	1.29
P-137	146	4.43	4.43	4.43	75	1.00
P-138	243	10.74	10.74	10.74	110	1.13
P-139	149	64.76	66.36	66.36	300	0.94
P-140	530	44.4	44.61	44.61	250	0.91
P-141	261	1.92	1.92	1.92	75	0.43
P-142	86	0.63	0.63	0.63	75	0.14
P-143	116	6.37	6.54	6.54	75	1.48
P-144	78	44.39	44.44	44.44	250	0.91
P-145	85	25.89	25.9	25.9	160	1.29
P-146	210	15.75	15.79	15.79	125	1.29
P-147	80	16.65	16.63	16.65	125	1.36
P-148	340	46.28	46.2	46.28	250	0.94
P-149	373	4.99	4.98	4.99	75	1.13
P-150	344	6.42	6.44	6.44	75	1.46
P-151	197	3.45	3.46	3.46	75	0.78
P-152	145	4.07	4.08	4.08	75	0.92
P-153	145	1.17	1.17	1.17	75	0.26
P-154	148	2.27	2.26	2.26	75	0.51
P-155	313	7.45	7.45	7.45	90	1.17
P-156	66	4.21	4.22	4.22	75	0.96
P-157	234	20.5	20.47	20.47	160	1.02
P-158	198	20.09	20.04	20.09	160	1.00
P-159	249	2.05	2.06	2.06	75	0.47
P-160	176	10.07	10.05	10.07	90	1.58
P-161	167	8.7	8.67	8.7	90	1.37
P-162	66	1.47	1.44	1.47	75	0.33
P-163	184	30.73	29.93	30.73	200	0.98
P-164	169	14.04	14.03	14.04	110	1.48

Suite du Tableau V-4 : Débits et vitesses dans les tronçons du réseau (cas de pointe).

N° de conduite	Nœud de départ	Nœud d'arrivé	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Coefficient CHW	Débit (L/s)	Vitesse (m/s)	Perte de charge unit (m/ Km)
P-22	J-21	J-7	110	125	150	10.11	0.82	5.00
P-23	J-11	J-20	164	160	150	11.14	0.55	2.00
P-24	J-20	J-21	59	75	150	0.48	0.11	0.05
P-25	J-21	J-22	192	75	150	2.47	0.56	4.00
P-26	J-96	J-79	214	400	150	78.59	0.63	1.00
P-27	J-78	J-79	269	200	150	32.45	1.03	4.00
P-28	J-10	J-25	110	75	150	2.6	0.59	5.00
P-29	J-25	J-26	146	75	150	2.62	0.59	5.00
P-30	J-26	J-20	91	125	150	8.88	0.72	4.00
P-31	J-9	J-27	246	75	150	0.68	0.35	3.00
P-32	J-27	J-28	84	75	150	0.87	0.2	1.00
P-33	J-28	J-29	129	75	150	0.66	0.15	0.09
P-34	J-79	J-66	281	300	150	40.51	0.57	1.00
P-35	J-25	J-27	194	75	150	1.90	0.43	3.00
P-36	J-26	J-28	233	75	150	2.80	0.63	6.00
P-37	J-21	J-29	243	90	150	3.14	0.71	7.00
P-38	J-53	J-43	146	90	150	3.10	0.70	7.00
P-39	R-2	J-13	17	125	150	8.11	0.66	3.00
P-40	J-13	J-43	25	125	150	11.15	0.91	6.00
P-41	J-16	J-82	103	125	150	12.44	1.01	7.00
P-42	J-44	J-46	100	75	150	1.12	0.57	7.00
P-43	J-34	J-35	166	75	150	1.22	0.62	9.00
P-44	J-34	J-36	44	90	150	2.95	0.52	3.00
P-45	J-36	J-37	142	75	150	1.05	0.53	7.00
P-46	J-87	J-38	660	350	150	49.73	0.52	1.00
P-47	J-82	J-15	199	110	150	6.51	0.68	4.00
P-48	J-18	J-52	194	110	150	6.76	0.71	4.00
P-49	J-3	J-4	133	160	150	27.69	1.38	10.00
P-50	J-4	J-14	69	160	150	27.67	1.38	10.00
P-51	J-23	J-27	232	90	150	3.85	0.61	4.00
P-52	J-12	J-14	81	200	150	28.07	0.89	3.00
P-53	J-2	J-82	92	160	150	21.85	1.09	6.00
P-54	J-42	J-24	155	110	150	6.72	0.71	4.00
P-55	J-46	J-83	154	75	150	1.96	0.51	4.00
P-56	J-39	J-74	248	160	150	14.86	0.74	3.00
P-57	J-30	J-40	321	75	150	0.45	0.19	0.20
P-58	J-22	J-52	172	90	150	4.06	0.92	11.00
P-59	J-83	J-59	322	90	150	3.24	0.51	3.00
P-60	J-39	J-40	109	75	150	2.63	0.60	5.00
P-61	J-43	J-44	94	90	150	5.10	0.80	7.00
P-62	J-84	J-43	171	110	150	5.94	0.62	3.00

Suite du Tableau V-4 : Débits et vitesses dans les tronçons du réseau (cas de pointe).

N° de conduite	Nœud de départ	Nœud d'arrivé	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Coefficient CHW	Débit (L/s)	Vitesse (m/s)	Perte de charge unit (m/ Km)
P-63	J-94	J-48	139	90	150	3.89	0.61	4.00
P-64	J-48	J-63	289	75	150	2.37	0.54	4.00
P-65	J-71	J-48	345	90	150	4.17	0.66	5.00
P-66	J-15	J-8	89	90	150	4.39	0.69	5.00
P-67	J-42	J-53	171	160	150	16.96	0.84	4.00
P-68	J-18	J-8	150	75	150	2.63	0.59	5.00
P-69	J-44	J-85	166	75	150	1.33	0.3	1.00
P-70	J-53	J-55	221	110	150	4.83	0.51	2.00
P-71	J-85	J-84	60	90	150	4.24	0.67	5.00
P-72	J-46	J-85	347	75	150	1.35	0.31	1.00
P-73	J-61	J-62	302	110	150	5.87	0.62	3.00
P-74	J-94	J-41	286	300	150	152.5	2.16	11.00
P-75	J-57	J-60	164	75	150	1.21	0.62	9.00
P-76	J-63	J-107	169	75	150	1.24	0.63	9.00
P-77	J-33	J-108	127	75	150	0.94	0.48	5.00
P-78	J-58	J-42	208	160	150	27.61	1.37	10.00
P-79	J-58	J-55	170	75	150	5.4	1.22	19.00
P-80	J-55	J-59	118	125	150	6.48	0.53	2.00
P-81	J-24	J-13	151	90	150	4.47	0.7	5.00
P-82	J-62	J-47	347	90	150	4.54	0.71	6.00
P-83	J-54	J-109	211	75	150	1.55	0.79	14.00
P-84	J-23	J-105	321	90	150	2.88	0.51	3.00
P-85	J-32	J-23	166	200	150	16.65	0.53	1.00
P-86	J-33	J-32	286	75	150	2.25	0.51	4.00
P-87	J-32	J-31	201	125	150	7.06	0.58	3.00
P-88	J-19	J-31	180	90	150	2.43	0.38	2.00
P-89	J-83	J-53	193	90	150	3.64	0.82	9.00
P-90	J-4	J-5	138	75	150	2.49	0.56	5.00
P-91	J-98	J-38	164	350	150	52.61	0.55	1.00
P-92	J-12	J-5	271	90	150	4.6	0.72	6.00
P-93	J-99	J-98	508	160	150	14.69	0.73	3.00
P-94	J-80	J-100	276	300	150	63.84	0.9	2.00
P-95	J-100	J-98	338	250	150	30.48	0.62	1.00
P-96	J-99	J-100	330	90	150	3.39	0.53	3.00
P-97	J-100	J-101	252	200	150	45.55	1.45	8.00
P-98	J-101	J-38	351	110	150	6.67	0.7	4.00
P-99	J-89	J-101	101	250	150	57.4	1.17	4.00
P-100	J-1	J-102	170	200	150	26.17	0.83	3.00
P-101	J-102	J-3	117	110	150	10.16	1.07	9.00
P-102	J-102	J-5	258	125	150	12	0.98	7.00
P-103	J-99	J-104	211	110	150	10.35	1.09	10.00

Suite du Tableau V-4 : Débits et vitesses dans les tronçons du réseau (cas de pointe).

N° de conduite	Nœud de départ	Nœud d'arrivé	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Coefficient CHW	Débit (L/s)	Vitesse (m/s)	Perte de charge unit (m/ Km)
P-104	J-104	J-103	315	125	150	8.05	0.66	3.00
P-105	J-81	J-58	324	160	150	38.18	1.9	18.00
P-106	J-81	J-80	225	300	150	89.97	1.27	4.00
P-107	J-36	J-103	59	110	150	5.8	0.61	3.00
P-108	J-31	J-103	90	90	150	1.17	0.18	0.50
P-109	R-5+R-6	J-86	1323	500	150	288.74	1.47	3.00
P-110	J-22	J-105	205	75	150	2.34	0.53	4.00
P-111	R-3+R-4	J-87	13	300	150	44.28	0.63	1.00
P-112	J-19	J-23	195	90	150	3.15	0.52	3.00
P-113	J-87	J-88	781	110	150	5.45	0.57	3.00
P-114	J-69	J-68	209	200	150	23.16	0.74	2.00
P-115	J-89	J-88	207	300	150	87.79	1.24	4.00
P-116	J-89	J-90	281	250	150	26.04	0.53	1.00
P-117	J-80	J-90	160	160	150	38.18	1.9	18.00
P-118	J-90	J-92	121	90	150	16.28	2.56	60.00
P-119	J-105	J-29	145	75	150	0.71	0.19	2.30
P-120	J-88	J-91	151	200	150	58.09	1.85	13.02
P-121	J-91	J-92	186	200	150	40.56	1.29	7.00
P-122	J-92	J-57	110	90	150	13.86	2.18	44.80
P-123	J-91	J-94	152	125	150	28.21	2.30	22.05
P-124	J-94	J-95	136	300	150	84.45	1.19	4.00
P-125	J-95	J-56	125	200	150	45.4	1.45	8.00
P-126	J-92	J-95	188	110	150	16.71	1.76	23.40
P-127	J-56	J-57	174	160	150	30.06	1.5	11.00
P-128	J-63	J-56	120	200	150	12.25	0.61	2.00
P-129	J-106	J-45	106	250	150	34.99	0.71	2.00
P-130	J-86	J-49	590	500	150	288.74	1.47	3.00
P-131	J-61	J-47	149	75	150	2.96	0.67	6.00
P-132	J-104	J-93	126	75	150	2.51	0.57	5.00
P-133	J-93	J-106	188	90	150	3.71	0.58	4.00
P-134	J-80	J-93	413	90	150	4.15	0.65	5.00
P-135	J-67	J-65	209	110	150	9.44	0.99	8.00
P-136	J-30	J-76	92	75	150	2.75	0.62	5.00
P-137	J-6	J-30	146	110	150	5.33	0.56	3.00
P-138	J-65	J-72	243	75	150	2.23	0.51	4.00
P-139	J-49	J-41	149	400	150	288.74	2.3	9.00
P-140	J-41	J-96	530	400	150	130.23	1.04	2.00
P-141	J-47	J-110	261	90	150	1.92	0.62	7.00
P-142	J-61	J-111	86	75	150	0.63	0.32	3.00
P-143	J-96	J-71	116	200	150	45.31	1.44	8.00
P-144	J-71	J-70	78	250	150	37.17	0.76	2.00

Suite du Tableau V-4 : Débits et vitesses dans les tronçons du réseau (cas de pointe).

N° de conduite	Nœud de départ	Nœud d'arrivé	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Coefficient CHW	Débit (L/s)	Vitesse (m/s)	Perte de charge unit (m/ Km)
P-145	J-70	J-69	85	160	150	25.44	1.27	8.00
P-146	J-70	J-67	210	110	150	8.99	0.95	8.00
P-147	J-67	J-68	80	90	150	4.13	0.65	5.00
P-148	J-63	J-64	340	110	150	6.61	0.7	4.00
P-149	J-50	J-39	373	160	150	17.6	0.88	4.00
P-150	J-73	J-68	344	110	150	8.52	0.9	7.00
P-151	J-40	J-51	197	110	150	7.05	0.74	5.00
P-152	J-97	J-54	145	250	150	26.66	0.54	1.00
P-153	J-54	J-50	145	160	150	21.41	1.07	6.00
P-154	J-51	J-6	148	125	150	7.49	0.61	3.00
P-155	J-66	J-97	313	250	150	30.03	0.61	1.00
P-156	J-51	J-75	66	200	150	17.56	0.56	1.00
P-157	J-64	J-61	234	75	150	3.35	0.76	8.00
P-158	J-64	J-65	198	75	150	2.42	0.55	4.00
P-159	J-74	J-76	249	90	150	3.59	0.56	4.00
P-160	J-74	J-73	176	160	150	13.49	0.67	3.00
P-161	J-73	J-72	167	160	150	16.95	0.84	4.00
P-162	J-72	J-62	66	125	150	15.68	1.28	11.00
P-163	J-32	J-106	184	160	150	27.62	1.37	10.00
P-164	J-76	J-68	169	90	150	4.6	0.72	6.00

➤ Tableau V-5 : Détermination des pressions aux Nœuds (cas de pointe).

Nœuds	Élévation (m)	Demande (L/s)	Charge (m)	pression (m.c.e)	Observation
J-1	1087.81	2.11	1115.83	28.02	Bonne
J-2	1085.33	2.64	1115.21	29.88	Bonne
J-3	1087.1	3.46	1114.22	27.12	Bonne
J-4	1086.72	2.50	1112.92	26.2	Bonne
J-5	1086.6	4.91	1113.55	26.95	Bonne
J-6	1090.54	2.17	1141.76	51.22	Bonne
J-7	1092.7	2.87	1111.22	18.52	Bonne
J-8	1088.62	1.76	1113.34	24.72	Bonne
J-9	1088.37	5.06	1109.78	21.41	Bonne
J-10	1088.08	3.84	1110.11	22.03	Bonne
J-11	1086.93	4.10	1110.95	24.02	Bonne
J-12	1086.89	3.28	1111.98	25.09	Bonne
J-13	1091.07	1.42	1103.1	12.03	Faible
J-14	1086.85	2.53	1112.25	25.4	Bonne
J-15	1085.56	2.12	1113.8	28.24	Bonne

Suite du Tableau V-5 : Détermination des pressions aux nœuds (cas de pointe).

Nœuds	Élévation (m)	Demande (L/s)	Charge (m)	pression (m.c.e)	Observation
J-16	1088.7	3.47	1113.87	25.17	Bonne
J-17	1090.06	3.12	1113.44	23.38	Bonne
J-18	1091.06	5.10	1112.6	21.54	Bonne
J-19	1091.07	6.45	1109.39	18.32	Bonne
J-20	1089.38	2.31	1110.66	21.28	Bonne
J-21	1091.37	4.45	1110.67	19.3	Bonne
J-22	1091.34	4.19	1109.82	18.48	Bonne
J-23	1089.93	6.77	1110.02	20.09	Bonne
J-24	1090.26	2.25	1103.92	13.66	Faible
J-25	1088.19	3.31	1109.58	21.39	Bonne
J-26	1088.14	3.46	1110.3	22.16	Bonne
J-27	1088.74	5.57	1109.05	20.31	Bonne
J-28	1089.53	3.28	1109	19.47	Bonne
J-29	1089.75	3.81	1108.97	19.22	Bonne
J-30	1089.86	6.42	1141.33	51.47	Bonne
J-31	1092.13	3.47	1109.71	17.58	Bonne
J-32	1091.44	6.16	1110.23	18.79	Bonne
J-33	1090.13	4.99	1111.31	21.18	Bonne
J-34	1092.15	2.81	1109.33	17.18	Bonne
J-35	1091.76	1.22	1107.88	16.12	Admissible
J-36	1092.42	1.80	1109.48	17.06	Bonne
J-37	1092.71	1.05	1108.55	15.84	Admissible
J-38	1103.99	3.79	1114.44	10.45	Faible
J-39	1086.58	5.38	1140.68	54.1	Bonne
J-40	1088.09	4.62	1141.22	53.13	Bonne
J-41	1099.82	6.01	1145.18	45.36	Bonne
J-42	1089.42	3.93	1104.61	15.19	Admissible
J-43	1090.81	3.21	1102.95	12.14	Faible
J-44	1089.09	2.65	1102.28	13.19	Faible
J-45	1091.7	3.65	1112.2	20.5	Bonne
J-46	1085.55	4.43	1101.54	15.99	Admissible
J-47	1085.07	5.57	1136.1	51.03	Bonne
J-48	1095.4	5.69	1141.51	46.11	Bonne
J-49	1102.12	0.00	1146.47	44.35	Bonne
J-50	1088.02	3.81	1142.25	54.23	Bonne
J-51	1090.09	3.03	1142.18	52.09	Bonne
J-52	1091.68	2.7	1111.74	20.06	Bonne
J-53	1088.09	5.38	1103.93	15.84	Admissible
J-54	1090.65	3.69	1143.14	52.49	Bonne
J-55	1089.15	3.75	1103.4	14.25	Admissible
J-56	1091.83	3.09	1140.58	48.75	Bonne
J-57	1091.86	3.30	1138.6	46.74	Bonne

Suite du Tableau V-5 : Détermination des pressions aux nœuds (cas de pointe).

Nœuds	Élévation (m)	Demande (L/s)	Charge (m)	pression (m.c.e)	Observation
J-58	1090.27	5.17	1106.62	16.35	Admissible
J-59	1088.55	3.24	1103.15	14.6	Admissible
J-60	1090.52	1.21	1137.2	46.68	Bonne
J-61	1086.05	5.63	1137.02	50.97	Bonne
J-62	1085.46	5.27	1138.06	52.6	Bonne
J-63	1091.15	6.76	1140.31	49.16	Bonne
J-64	1088.21	5.69	1138.86	50.65	Bonne
J-65	1086.85	4.79	1139.7	52.85	Bonne
J-66	1096.94	5.93	1143.71	46.77	Bonne
J-67	1089.31	3.67	1141.43	52.12	Bonne
J-68	1088.8	5.91	1141.81	53.01	Bonne
J-69	1093.01	4.46	1142.31	49.30	Bonne
J-70	1092.65	2.75	1143.02	50.37	Bonne
J-71	1094.27	3.97	1143.18	48.91	Bonne
J-72	1084.22	3.51	1138.8	54.58	Bonne
J-73	1083.87	5.06	1139.46	55.59	Bonne
J-74	1084.54	4.96	1139.92	55.38	Bonne
J-75	1089.87	1.49	1142.27	52.40	Bonne
J-76	1088.89	3.76	1140.84	51.95	Bonne
J-77	1093.02	3.84	1142.5	49.48	Bonne
J-78	1092.87	7.87	1142.77	49.90	Bonne
J-79	1096.98	5.63	1143.97	46.99	Bonne
J-80	1093.59	7.91	1113.26	19.67	Bonne
J-81	1092.53	4.97	1112.36	19.83	Bonne
J-82	1087.48	2.9	1114.63	27.15	Bonne
J-83	1086.17	4.93	1102.17	16.00	Admissible
J-84	1090.97	1.7	1102.35	11.38	Faible
J-85	1089.79	4.22	1102.05	12.26	Faible
J-86	1114.63	0.00	1148.22	33.59	Bonne
J-87	1114.62	0.00	1114.88	0.26	faible
J-88	1098.72	2.64	1117.19	18.47	Bonne
J-89	1097.85	4.34	1116.38	18.53	Bonne
J-90	1093.31	4.14	1116.1	22.79	Bonne
J-91	1095.86	3.6	1122.13	26.27	Bonne
J-92	1093.61	4.46	1123.36	29.75	Bonne
J-93	1093.83	5.35	1111.29	17.46	Bonne
J-94	1095.88	5.25	1142.1	46.22	Bonne
J-95	1093.51	3.31	1141.61	48.1	Bonne
J-96	1096.97	6.33	1144.13	47.16	Bonne
J-97	1092.75	3.37	1143.29	50.54	Bonne
J-98	1102.18	7.44	1114.32	12.14	faible
J-99	1096.4	7.73	1112.78	16.38	Admissible

Suite du Tableau V-5: Détermination des pressions aux nœuds (cas de pointe).

Nœuds	Élévation (m)	Demande (L/s)	Charge (m)	pression (m.c.e)	Observation
J-100	1097.38	8.81	1113.87	16.49	Admissible
J-101	1099.13	5.18	1115.95	16.82	Admissible
J-102	1087.00	4.01	1115.32	28.32	Bonne
J-103	1092.86	3.42	1109.68	16.82	Admissible
J-104	1094.49	4.8	1110.72	16.23	Admissible
J-105	1089.80	4.94	1108.99	19.19	Bonne
J-106	1092.58	3.65	1112.02	19.44	Bonne
J-107	1088.91	1.24	1138.79	49.88	Bonne
J-108	1089.65	0.94	1110.63	20.98	Bonne
J-109	1089.94	1.55	1140.27	50.33	Bonne
J-110	1082.73	1.92	1134.39	51.66	Bonne
J-111	1086.71	0.63	1136.81	50.1	Bonne
R-1	1118.00	/	1122.00	4.00	/
R-2	1092.18	/	1106.18	15.00	/
R3+R4	1114.80	/	1118.80	4.00	/
R5+R6	1152.15	/	1156.15	4.00	/

D-2) Cas de pointe + incendie:

➤ Tableau V-6: Débits et vitesses dans les tronçons du réseau (pointe+incendie).

N° de conduite	Nœud de départ	Nœud d'arrivé	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Coefficient CHW	Débit (L/s)	Vitesse (m/s)	Perte de charge unit (m/Km)
P-1	R-1	J-1	1990	400	150	93.43	0.74	1.00
P-2	J-1	J-2	116	250	150	65.05	1.33	5.00
P-3	J-19	J-9	329	90	150	2.12	0.33	1.00
P-4	J-3	J-2	150	200	150	40.48	1.29	7.00
P-5	J-19	J-34	172	90	150	1.15	0.18	0.00
P-6	J-66	J-77	211	90	150	4.55	0.72	6.00
P-7	J-77	J-75	136	200	150	19.05	0.61	2.00
P-8	J-30	J-78	313	90	150	4.05	0.64	5.00
P-9	J-81	J-45	126	300	150	46.55	0.66	1.00
P-10	J-9	J-10	112	125	150	7.88	0.64	3.00
P-11	J-10	J-11	299	160	150	14.33	0.71	3.00
P-12	J-11	J-12	94	160	150	29.64	1.47	11.00
P-13	J-78	J-77	175	200	150	18.35	0.58	2.00
P-14	J-45	J-33	264	125	150	8.15	0.66	3.00
P-15	J-78	J-69	312	90	150	2.19	0.34	1.00
P-16	J-18	J-7	177	90	150	3.37	0.76	8.00
P-17	J-3	J-16	70	160	150	19.37	0.96	5.00
P-18	J-16	J-17	127	160	150	15.79	0.79	3.00
P-19	J-17	J-14	194	75	150	2.96	0.67	6.00
P-20	J-16	J-18	171	125	150	12.61	1.03	8.00
P-21	J-7	J-17	103	90	150	9.71	1.49	22.00

Suite du Tableau V-6 : Débits et vitesses dans les tronçons du réseau (pointe+incendie).

N° de conduite	Nœud de départ	Nœud d'arrivé	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Coefficient CHW	Débit (L/s)	Vitesse (m/s)	Perte de charge unit (m/ Km)
P-22	J-21	J-7	110	125	150	10.2	0.83	5.00
P-23	J-11	J-20	164	160	150	11.2	0.56	2.00
P-24	J-20	J-21	59	75	150	0.08	0.04	0.00
P-25	J-21	J-22	192	75	150	2.49	0.56	5.00
P-26	J-96	J-79	214	400	150	78.6	0.63	1.00
P-27	J-78	J-79	269	200	150	32.46	1.03	4.00
P-28	J-10	J-25	110	75	150	2.62	0.59	5.00
P-29	J-25	J-26	146	75	150	2.65	0.60	5.00
P-30	J-26	J-20	91	125	150	8.96	0.73	4.00
P-31	J-9	J-27	246	75	150	0.69	0.35	3.00
P-32	J-27	J-28	84	75	150	0.81	0.18	1.00
P-33	J-28	J-29	129	75	150	0.57	0.13	0.10
P-34	J-79	J-66	281	300	150	40.51	0.57	1.00
P-35	J-25	J-27	194	75	150	1.96	0.44	3.00
P-36	J-26	J-28	233	75	150	2.85	0.65	6.00
P-37	J-21	J-29	243	90	150	3.19	0.72	7.00
P-38	J-53	J-43	146	90	150	2.97	0.67	6.00
P-39	R-2	J-13	17	125	150	8.45	0.69	4.00
P-40	J-13	J-43	25	125	150	11.33	0.92	6.00
P-41	J-16	J-82	103	125	150	12.5	1.02	7.00
P-42	J-44	J-46	100	75	150	1.14	0.58	8.00
P-43	J-34	J-35	166	75	150	1.22	0.62	9.00
P-44	J-34	J-36	44	90	150	2.89	0.51	3.00
P-45	J-36	J-37	142	75	150	1.05	0.53	7.00
P-46	J-87	J-38	660	350	150	65.32	0.68	1.00
P-47	J-82	J-15	199	110	150	6.53	0.69	4.00
P-48	J-18	J-52	194	110	150	6.8	0.72	4.00
P-49	J-3	J-4	133	160	150	27.86	1.39	10.00
P-50	J-4	J-14	69	160	150	27.86	1.39	10.00
P-51	J-23	J-27	232	90	150	3.73	0.59	4.00
P-52	J-12	J-14	81	200	150	28.29	0.90	3.00
P-53	J-2	J-82	92	160	150	21.93	1.09	6.00
P-54	J-42	J-24	155	110	150	6.56	0.69	4.00
P-55	J-46	J-83	154	75	150	1.91	0.50	4.00
P-56	J-39	J-74	248	160	150	14.86	0.74	3.00
P-57	J-30	J-40	321	75	150	0.20	0.10	0.00
P-58	J-22	J-52	172	90	150	4.1	0.93	11.00
P-59	J-83	J-59	322	90	150	3.21	0.50	3.00
P-60	J-39	J-40	109	75	150	2.63	0.60	5.00
P-61	J-43	J-44	94	90	150	5.13	0.81	7.00
P-62	J-84	J-43	171	110	150	5.96	0.63	4.00

Suite du Tableau V-6: Débits et vitesses dans les tronçons du réseau (pointe+incendie).

N° de conduite	Nœud de départ	Nœud d'arrivé	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Coefficient CHW	Débit (L/s)	Vitesse (m/s)	Perte de charge unit (m/ Km)
P-63	J-94	J-48	139	90	150	3.88	0.61	4.00
P-64	J-48	J-63	289	75	150	2.37	0.54	4.00
P-65	J-71	J-48	345	90	150	4.19	0.66	5.00
P-66	J-15	J-8	89	90	150	4.4	0.69	5.00
P-67	J-42	J-53	171	160	150	16.82	0.84	4.00
P-68	J-18	J-8	150	75	150	2.64	0.6	5.00
P-69	J-44	J-85	166	75	150	1.34	0.3	1.00
P-70	J-53	J-55	221	110	150	4.84	0.51	2.00
P-71	J-85	J-84	60	90	150	4.26	0.67	5.00
P-72	J-46	J-85	347	75	150	1.38	0.31	2.00
P-73	J-61	J-62	302	110	150	5.88	0.62	3.00
P-74	J-94	J-41	286	300	150	152.91	2.16	11.00
P-75	J-57	J-60	164	75	150	1.21	0.62	9.00
P-76	J-63	J-107	169	75	150	1.24	0.63	9.00
P-77	J-33	J-108	127	75	150	0.94	0.48	5.00
P-78	J-58	J-42	208	160	150	27.31	1.36	10.00
P-79	J-58	J-55	170	75	150	5.36	1.21	19.00
P-80	J-55	J-59	118	125	150	6.45	0.53	2.00
P-81	J-24	J-13	151	90	150	4.3	0.68	5.00
P-82	J-62	J-47	347	90	150	4.54	0.71	6.00
P-83	J-54	J-109	211	75	150	1.55	0.79	14.00
P-84	J-23	J-105	321	90	150	2.78	0.49	3.00
P-85	J-32	J-23	166	200	150	16.4	0.52	1.00
P-86	J-33	J-32	286	75	150	2.22	0.5	4.00
P-87	J-32	J-31	201	125	150	7.04	0.57	3.00
P-88	J-19	J-31	180	90	150	2.36	0.37	2.00
P-89	J-83	J-53	193	90	150	3.62	0.82	9.00
P-90	J-4	J-5	138	75	150	2.51	0.57	5.00
P-91	J-98	J-38	164	350	150	51.35	0.53	1.00
P-92	J-12	J-5	271	90	150	4.63	0.73	6.00
P-93	J-99	J-98	508	160	150	14.57	0.72	3.00
P-94	J-80	J-100	276	300	150	63.05	0.89	2.00
P-95	J-100	J-98	338	250	150	29.34	0.6	1.00
P-96	J-99	J-100	330	90	150	3.4	0.53	3.00
P-97	J-100	J-101	252	200	150	45.92	1.46	8.00
P-98	J-101	J-38	351	110	150	6.82	0.72	5.00
P-99	J-89	J-101	101	250	150	57.92	1.18	4.00
P-100	J-1	J-102	170	200	150	26.28	0.84	3.00
P-101	J-102	J-3	117	110	150	10.21	1.07	10.00
P-102	J-102	J-5	258	125	150	12.05	0.98	7.00
P-103	J-99	J-104	211	110	150	10.24	1.08	10.00

Suite du Tableau V-6: Débits et vitesses dans les tronçons du réseau (pointe+incendie).

N° de conduite	Nœud de départ	Nœud d'arrivé	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Coefficient CHW	Débit (L/s)	Vitesse (m/s)	Perte de charge unit (m/ Km)
P-104	J-104	J-103	315	125	150	7.94	0.65	3.00
P-105	J-81	J-58	324	160	150	37.84	1.88	17.00
P-106	J-81	J-80	225	300	150	89.36	1.26	4.00
P-107	J-36	J-103	59	110	150	5.74	0.6	3.00
P-108	J-31	J-103	90	90	150	1.21	0.19	0.00
P-109	R-5+R-6	J-86	1323	500	150	289.18	1.47	3.00
P-110	J-22	J-105	205	75	150	2.4	0.54	4.00
P-111	R-3+R-4	J-87	13	300	150	60.11	0.85	2.00
P-112	J-19	J-23	195	90	150	3.12	0.51	3.00
P-113	J-87	J-88	781	110	150	5.21	0.55	3.00
P-114	J-69	J-68	209	200	150	23.16	0.74	2.00
P-115	J-89	J-88	207	300	150	88.4	1.25	4.00
P-116	J-89	J-90	281	250	150	26.14	0.53	1.00
P-117	J-80	J-90	160	160	150	38.35	1.91	18.00
P-118	J-90	J-92	121	90	150	16.35	2.57	61.00
P-119	J-105	J-29	145	75	150	0.71	0.16	2.30
P-120	J-88	J-91	151	200	150	59.66	1.9	33.00
P-121	J-91	J-92	186	200	150	40.72	1.3	7.00
P-122	J-92	J-57	110	90	150	12.52	2.03	0.64
P-123	J-91	J-94	152	125	150	59.13	2.66	133.00
P-124	J-94	J-95	136	300	150	84.65	1.2	4.00
P-125	J-95	J-56	125	200	150	45.47	1.45	8.00
P-126	J-92	J-95	188	110	150	35.87	3.77	98.00
P-127	J-56	J-57	174	160	150	30.16	1.5	11.00
P-128	J-63	J-56	120	200	150	12.23	0.61	2.00
P-129	J-106	J-45	106	250	150	34.75	0.71	2.00
P-130	J-86	J-49	590	500	150	289.18	1.47	3.00
P-131	J-61	J-47	149	75	150	2.96	0.67	6.00
P-132	J-104	J-93	126	75	150	2.5	0.57	5.00
P-133	J-93	J-106	188	90	150	3.72	0.58	4.00
P-134	J-80	J-93	413	90	150	4.14	0.65	5.00
P-135	J-67	J-65	209	110	150	9.45	0.99	8.00
P-136	J-30	J-76	92	75	150	2.75	0.62	5.00
P-137	J-6	J-30	146	110	150	5.33	0.56	3.00
P-138	J-65	J-72	243	75	150	2.23	0.51	4.00
P-139	J-49	J-41	149	400	150	289.18	2.3	9.00
P-140	J-41	J-96	530	400	150	130.26	1.04	2.00
P-141	J-47	J-110	261	90	150	1.92	0.62	7.00
P-142	J-61	J-111	86	75	150	0.63	0.32	3.00
P-143	J-96	J-71	116	200	150	45.34	1.44	8.00
P-144	J-71	J-70	78	250	150	37.18	0.76	2.00

Suite du Tableau V-6 : Débits et vitesses dans les tronçons du réseau (pointe+incendie).

N° de conduite	Nœud de départ	Nœud d'arrivé	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Coefficient CHW	Débit (L/s)	Vitesse (m/s)	Perte de charge unit (m/ Km)
P-146	J-70	J-67	210	160	150	25.44	1.27	8.00
P-147	J-67	J-68	80	110	150	8.99	0.95	8.00
P-148	J-63	J-64	340	90	150	4.13	0.65	5.00
P-149	J-50	J-39	373	110	150	6.6	0.69	4.00
P-150	J-73	J-68	344	160	150	17.6	0.88	4.00
P-151	J-40	J-51	197	110	150	8.52	0.9	7.00
P-152	J-97	J-54	145	110	150	7.05	0.74	5.00
P-153	J-54	J-50	145	250	150	26.66	0.54	1.00
P-154	J-51	J-6	148	160	150	21.42	1.07	6.00
P-155	J-66	J-97	313	125	150	7.49	0.61	3.00
P-156	J-51	J-75	66	250	150	30.04	0.61	1.00
P-157	J-64	J-61	234	200	150	17.57	0.56	1.00
P-158	J-64	J-65	198	75	150	3.34	0.76	8.00
P-159	J-74	J-76	249	75	150	2.43	0.55	4.00
P-160	J-74	J-73	176	90	150	3.59	0.57	4.00
P-161	J-73	J-72	167	160	150	13.5	0.67	3.00
P-162	J-72	J-62	66	160	150	16.96	0.84	4.00
P-163	J-32	J-106	184	125	150	15.69	1.28	11.00
P-164	J-76	J-68	169	160	150	27.38	1.36	10.00

➤ Tableau V-7: Détermination des pressions aux Nœuds (cas de pointe+incendie).

Nœuds	Élévation (m)	Demande (L/s)	Charge (m)	pression (m.c.e)	Observation
J-1	1087.81	2.11	1115.81	28	Bonne
J-2	1085.33	2.64	1115.19	29.86	Bonne
J-3	1087.1	3.46	1114.19	27.09	Bonne
J-4	1086.72	2.5	1112.88	26.16	Bonne
J-5	1086.6	4.91	1113.51	26.91	Bonne
J-6	1090.54	2.17	1141.73	51.19	Bonne
J-7	1092.7	2.87	1111.16	18.46	Bonne
J-8	1088.62	1.76	1113.31	24.69	Bonne
J-9	1088.37	5.06	1109.67	21.3	Bonne
J-10	1088.08	3.84	1110.02	21.94	Bonne
J-11	1086.93	4.1	1110.88	23.95	Bonne
J-12	1086.89	3.28	1111.92	25.03	Bonne
J-13	1091.07	1.42	1103.1	12.03	Faible
J-14	1086.85	2.53	1112.2	25.35	Bonne
J-15	1085.56	2.12	1113.77	28.21	Bonne

Suite du Tableau V-7 : Détermination des pressions aux nœuds (cas de pointe+incendie).

Nœuds	Élévation (m)	Demande (L/s)	Charge (m)	pression (m.c.e)	Observation
J-16	1088.7	3.47	1113.84	25.14	Bonne
J-17	1090.06	3.12	1113.4	23.34	Bonne
J-18	1091.06	5.10	1112.56	21.5	Bonne
J-19	1091.07	6.45	1109.22	18.15	Bonne
J-20	1089.38	2.31	1110.58	21.2	Bonne
J-21	1091.37	4.45	1110.59	19.22	Bonne
J-22	1091.34	4.19	1109.73	18.39	Bonne
J-23	1089.93	6.77	1109.83	19.9	Bonne
J-24	1090.26	2.25	1103.86	13.6	Faible
J-25	1088.19	3.31	1109.48	21.29	Bonne
J-26	1088.14	3.46	1110.22	22.08	Bonne
J-27	1088.74	5.57	1108.92	20.18	Bonne
J-28	1089.53	3.28	1108.88	19.35	Bonne
J-29	1089.75	3.81	1108.85	19.1	Bonne
J-30	1089.86	6.42	1141.31	51.45	Bonne
J-31	1092.13	3.47	1109.52	17.39	Bonne
J-32	1091.44	6.16	1110.04	18.6	Bonne
J-33	1090.13	4.99	1111.09	20.96	Bonne
J-34	1092.15	2.81	1109.14	16.99	Admissible
J-35	1091.76	1.22	1107.7	15.94	Admissible
J-36	1092.42	1.80	1109.29	16.87	Admissible
J-37	1092.71	1.05	1108.36	15.65	Admissible
J-38	1103.99	20.79	1114.15	10.16	Faible
J-39	1086.58	5.38	1140.66	54.08	Bonne
J-40	1088.09	4.62	1141.2	53.11	Bonne
J-41	1099.82	6.01	1145.16	45.34	Bonne
J-42	1089.42	3.93	1104.52	15.1	Admissible
J-43	1090.81	3.21	1102.94	12.13	Faible
J-44	1089.09	2.65	1102.27	13.18	Faible
J-45	1091.7	3.65	1111.97	20.27	Bonne
J-46	1085.55	4.43	1101.5	15.95	Admissible
J-47	1085.07	5.57	1136.08	51.01	Bonne
J-48	1095.4	5.69	1141.48	46.08	Bonne
J-49	1102.12	0.00	1146.46	44.34	Bonne
J-50	1088.02	3.81	1142.23	54.21	Bonne
J-51	1090.09	3.03	1142.16	52.07	Bonne
J-52	1091.68	2.70	1111.69	20.01	Bonne
J-53	1088.09	5.38	1103.85	15.76	Admissible
J-54	1090.65	3.69	1143.12	52.47	Bonne
J-55	1089.15	3.75	1103.32	14.17	Admissible
J-56	1091.83	3.09	1140.54	48.71	Bonne
J-57	1091.86	3.30	1138.55	46.69	Bonne

Suite du Tableau V-7 : Détermination des pressions aux nœuds (cas de pointe+incendie).

Nœuds	Élévation (m)	Demande (L/s)	Charge (m)	pression (m.c.e)	Observation
J-58	1090.27	5.17	1106.49	16.22	Bonne
J-59	1088.55	3.24	1103.06	14.51	Admissible
J-60	1090.52	1.21	1137.15	46.63	Bonne
J-61	1086.05	5.63	1137.00	50.95	Bonne
J-62	1085.46	5.27	1138.04	52.58	Bonne
J-63	1091.15	6.76	1140.27	49.12	Bonne
J-64	1088.21	5.69	1138.83	50.62	Bonne
J-65	1086.85	4.79	1139.68	52.83	Bonne
J-66	1096.94	5.93	1143.69	46.75	Bonne
J-67	1089.31	3.67	1141.41	52.1	Bonne
J-68	1088.8	5.91	1141.79	52.99	Bonne
J-69	1093.01	4.46	1142.29	49.28	Bonne
J-70	1092.65	2.75	1143.00	50.35	Bonne
J-71	1094.27	3.97	1143.16	48.89	Bonne
J-72	1084.22	3.51	1138.78	54.56	Bonne
J-73	1083.87	5.06	1139.44	55.57	Bonne
J-74	1084.54	4.96	1139.89	55.35	Bonne
J-75	1089.87	1.49	1142.25	52.38	Bonne
J-76	1088.89	3.76	1140.82	51.93	Bonne
J-77	1093.02	3.84	1142.48	49.46	Bonne
J-78	1092.87	7.87	1142.75	49.88	Bonne
J-79	1096.98	5.63	1143.95	46.97	Bonne
J-80	1093.59	7.91	1113.03	19.44	Bonne
J-81	1092.53	4.97	1112.13	19.6	Bonne
J-82	1087.48	2.90	1114.6	27.12	Bonne
J-83	1086.17	4.93	1102.1	15.93	Admissible
J-84	1090.97	1.70	1102.34	11.37	Faible
J-85	1089.79	4.22	1102.04	12.25	Faible
J-86	1114.63	0.00	1148.21	33.58	Bonne
J-87	1114.62	0.00	1114.87	0.25	très faible
J-88	1098.72	2.64	1116.98	18.26	Bonne
J-89	1097.85	4.34	1116.17	18.32	Bonne
J-90	1093.31	4.14	1115.88	22.57	Bonne
J-91	1095.86	3.60	1121.96	26.1	Bonne
J-92	1093.61	4.46	1123.2	29.59	Bonne
J-93	1093.83	5.35	1111.07	17.24	Bonne
J-94	1095.88	5.25	1142.06	46.18	Bonne
J-95	1093.51	3.31	1141.57	48.06	Bonne
J-96	1096.97	6.33	1144.11	47.14	Bonne
J-97	1092.75	3.37	1143.27	50.52	Bonne
J-98	1102.18	7.44	1114.04	11.86	Faible
J-99	1096.40	7.73	1112.52	16.12	Admissible

Suite du Tableau V-7 : Détermination des pressions aux nœuds (cas de pointe+incendie).

Nœuds	Élévation (m)	Demande (L/s)	Charge (m)	pression (m.c.e)	Observation
J-100	1097.38	8.81	1113.62	16.24	Admissible
J-101	1099.13	5.18	1115.73	16.6	Admissible
J-102	1087.00	4.01	1115.30	28.3	Bonne
J-103	1092.86	3.42	1109.49	16.63	Admissible
J-104	1094.49	4.8	1110.50	16.01	Admissible
J-105	1089.80	4.94	1108.86	19.06	Bonne
J-106	1092.58	3.65	1111.79	19.21	Bonne
J-107	1088.91	1.24	1138.75	49.84	Bonne
J-108	1089.65	0.94	1110.41	20.76	Bonne
J-109	1089.94	1.55	1140.25	50.31	Bonne
J-110	1082.73	1.92	1134.36	51.63	Bonne
J-111	1086.71	0.63	1136.78	50.07	Bonne
R-1	1118.00	/	1122.00	4.00	/
R-2	1092.18	/	1106.18	15.00	/
R-3+R-4	1114.80	/	1118.80	4.00	/
R-5+R-6	1152.15	/	1156.15	4.00	/

Les résultats de la simulation hydraulique du réseau projeté pendant l'heure de pointe sont représentés dans la figure (V-2).

V-4-E) Analyse des résultats de simulation:

➤ Cas de pointe :

Comme montre le tableau V-5, les résultats des pressions en cas de pointe sont généralement comprises entre 1 et 6 bars et sont bien repartis dans le réseau, tel que on a obtenu des pressions entre 2 et 6 bars pour la zone Nord-ouest (l'existence des bâtiments) et d'autres entre 1 et 3 bars pour les autres zones (habitations R+1). La chose qui assurer le bon fonctionnement hydraulique du réseau.

Pour la simulation sur les conduites nous avons remarqués que **85%** des vitesses sont entre 0.5 m/s et 1.5 m/s, la chose qui confirme le bon écoulement de l'eau dans les conduites et éviter leurs entartrages.

➤ Cas de pointe plus incendie:

Les résultats de calculs des vitesses et des pressions dans le réseau projeté pour le cas de pointe plus incendie sont restées favorables et dans les normes.

On a remarqué aussi qu'il ya une chute de pression non considérable par rapport au cas de pointe et ça est du à l'augmentation du débit.

V-5) Equipement du réseau de distribution: [9]

La conception d'un réseau de distribution ne peut être faite convenablement qu'avec les pièces spéciales pour assurer un bon fonctionnement de tous les organes (du point de captage jusqu'au robinet du consommateur). Et parmi ces pièces, nous allons citer les suivantes :

V-5-A) Robinets vannes :

Ce sont des appareils de sectionnement leur rôle est de permettent l'isolement des tronçons du réseau de distribution lors de leur réparation et permettent aussi la régularisation des débits. On distingue deux types principaux qui sont : les robinets vannes à coin (à opercule) et les vannes papillon.

- ✓ **Les robinets vannes à opercule** : sont des appareils de sectionnement qui doivent être complètement ouverts ou fermés. Leur encombrement est considérable comparé à celui des vannes papillon. De surcroît, à partir d'un certain diamètre, il convient d'installer des by-pass pour équilibrer les pressions qui s'exercent des deux côtés du coin quand on veut le manœuvrer à partir de la position fermée. Le corps du robinet vanne, la vis et son écrou sont en fonte.
- ✓ **Les vannes papillon** : Ce sont des vannes à survitesse utilisées surtout au niveau des réservoirs d'eau (sortie de la conduite).peuvent aussi bien servir pour le sectionnement que pour le réglage des débits. Ils sont d'un encombrement réduit, légers, le couple de manœuvre est faible.

À partir d'un certain diamètre (200 à 300 mm) les robinets vannes des deux types sont généralement motorisés.

V-5-B) Clapets de retenue :

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

V-5-C) Bouches et Poteaux d'incendie :

Leur diamètre est normalisé à 100 mm. Ils doivent être alimentés par des conduites de même diamètre qui doit assurer un débit minimal de 17 L/s sous 01 bar ; la disposition du réseau (réserve d'incendie) doit permettre aux pompiers de disposer de 120 m³ sur une période de deux heures. Quand ils ne sont pas en service, les poteaux d'incendie doivent être installés convenablement pour éviter la dépression dans les conduites du réseau.

V-5-D) Ventouses :

Une accumulation d'air peut se faire aux points hauts d'une conduite. La poche d'air provoque des perturbations qu'il s'agit d'éviter : diminution de la section, arrêt complet des débits, diminution de la pression, coups de bélier. L'évacuation de l'air se fait par l'intermédiaire d'une ventouse qui peut être manuelle ou automatique.

Une ventouse manuelle est un simple robinet que l'on manœuvre périodiquement.

Les ventouses automatiques sont des pièces évacuant l'air dès qu'il se forme une poche notable. Toutes ces ventouses sont disposées dans des regards visitables et leur bon fonctionnement doit être vérifié périodiquement. Ces ventouses automatiques, en dehors de la suppression des poches d'air en fonctionnement normal, permettent également l'évacuation de l'air lors de la mise en eau de la canalisation et, réciproquement, l'admission de l'air lors de la vidange provoquée de la canalisation, ce qui permet d'éviter la mise en dépression de cette dernière.

V-5-E) Robinets de vidange :

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

V-5-F) Bouche d'arrosage :

Elles sont disposées aux alentours des jardins publics, espaces verts et pour permettre l'entretien des plantes.

V-5-G) Les compteurs :

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

V-5-H) Pièces spéciales de raccordement :

L'assemblage des canalisations du réseau de distribution, leur déviation, leur changement de diamètre nécessite l'emploi de certaines pièces comme:

- ↪ **Joint Griblot** : est utilisé pour les tuyaux cylindriques, il comporte une bague placée à cheval sur les deux tuyaux à assembler.
- ↪ **Coude** : Les coudes sont utilisés pour le changement de direction.
- ↪ **Divergent et convergent** : Ces pièces nous permettent de raccorder deux conduites qui n'ont pas le même diamètre.
- ↪ **Tés** : on envisage des tés à deux ou trois emboîtements permettant le raccordement des Conduites présentant des diamètres différents.

- ↳ **Les bouts d'extrémités** : pour la mise en place d'appareils hydrauliques.
- ↳ **Les manchons** : Ce sont des morceaux de 25 à 50 cm, qui sont utilisés pour le raccordement des accessoires et appareillages.

Conclusion :

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

Afin d'assurer le bon fonctionnement du réseau, nous avons prévu l'installation des différents accessoires cités auparavant pour assurer une durée de vie longue du réseau, un contrôle et une gestion rigoureuse.

CHAPITRE VI

Pose Des Conduites

VI – Pose Des Conduites :

Introduction:

La pose de canalisation est une opération délicate influée directement sur la durée de vie, les conditions et les coûts d'entretien du réseau d'A.E.P dont un élément mal posé peut entraîner un mauvais fonctionnement du système dans son ensemble.

Il importe donc que la pose soit conduite avec méthode, en respectant les règles qui garantissent un service sans défaillance, quelles que soit les conditions initiales d'environnement et du marche de réseau. [7]

VI-1) Principe de pose des canalisations : [2]

Le principe de pose de la canalisation est pratiquement le même pour toutes les conduites. Par contre le mode de pose varie d'un terrain à l'autre, ceci dans le but de diminuer l'effet des différentes contraintes agissant sur la canalisation.

L'épaisseur du remblai au dessus de la génératrice supérieure de la conduite est variable suivant les régions du fait du gel. En général, elle est de 01 m. Une conduite doit être toujours posée avec une légère pente afin de créer des points bas pour la vidange, et des points hauts pour l'évacuation de l'air entraîner soit lors du remplissage de la conduite soit pendant le fonctionnement. On adopte en conséquence un tracé en dent de scie avec des pentes de quelques millimètres par mètre et des changements de pente tous les 200 à 400 m.

VI-1-A) Pose selon la nature de terrain :

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

VI-1-B) Pose selon la nature des conduites :

Dans notre projet, comme les canalisations sont en polyéthylène haute densité (PEHD), l'enfouissement à la charrue est interdit, sauf dérogations expresses. Si le cintrage a lieu

suivant une courbure de diamètre compris entre 06 à 16 fois le diamètre extérieur du tuyau, il doit s'effectuer à chaud ; de plus fortes courbures sont à proscrire. En cas de pose pendant les journées chaudes, le serrage de jonctions extrême des canalisations et le remblaiement ne doivent avoir lieu qu'aux heures fraîches, de préférence dans la matinée.

VI-1-C) Traversées des routes :

Nous avons dans notre projet la traversée de plusieurs routes. En raison des charges supportées, qui peuvent amener des ruptures et par conséquent des infiltrations nuisibles au niveau des conduites et des routes, les traversées de routes doivent être limitées dans la mesure du possible. Dans le cas où on n'a pas d'autres alternatives, on doit faire la pose des conduites dans une gaine (buse de diamètre supérieur dans laquelle la conduite est introduite), dans le double but de protéger la canalisation des chocs et vibration, et d'évacuer les fuites éventuelles hors de la chaussée. D'autre part, la profondeur d'enfouissement doit être au minimum d'un mètre sous la chaussée (0,70 m sous accotement). Enfin, le remblaiement et la reconstitution de la chaussée doivent être exécutés avec soin.

VI-1-D) Traversée des Oueds:

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

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

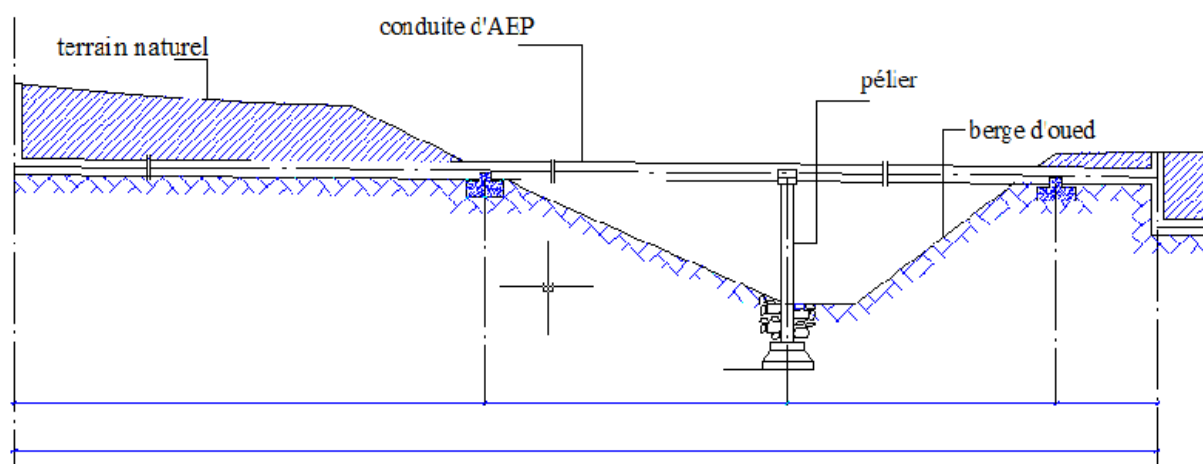


Fig. VI-1 : la traversé d'un oued.

VI-2) Exécution des travaux de pose des canalisations : [7]**VI-2-A) Travaux préliminaires :**

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

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

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

VI-2-B) Excavation des tranchées :

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

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

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

L'excavation des tranchées s'effectue par tronçon successive en commençant par les points hauts pour assurer l'écoulement naturel des eaux d'infiltrations.

L'opération de décapage des terres végétales peut ne pas avoir lieu car on a procédé à un changement du réseau existant au sein de la ville de Chéria.

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

B-1) la profondeur de tranchée (H_{tr}) :

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

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

- ✓ D : diamètre de la conduite (m) ;
- ✓ h : hauteur de la génératrice supérieur de conduite à la surface du sol, elle est varié entre 80 et 120cm. Dans notre projet on prend : $h=1\text{m}$
- ✓ e : épaisseur du lit de pose ($e = 0,2 \text{ m}$). $\Rightarrow H_{tr} = D+1,2 \text{ (m)}$.

B-2) la largeur de tranchée (b) :

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

Avec : $b = D + 0,6$ (m) (VI-2)

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

B-3) Choix du coefficient du talus (m) :

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

➤ **Tableau VI-1 : choix du coefficient du talus**

<i>sols</i>	<i>profondeur de la tranchée</i>	
	jusqu'à 1.5 m	jusqu'à 3m
sable	m=0,5	m=1
limon sableux	m=0,25	m=0,67
limon argileux	m=0	m=0,5

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

B-4) Section tranchée (S_{tr}) :

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

$$S_{tr} = H_{tr} \times b \text{ (VI-3)}$$

- ✓ H_{tr} : profondeur total de la tranchée (m).
- ✓ b : largeur du fond de la tranchée (m).

VI-2-C) Aménagement du lit de sable :

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

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

VI-2-D) Mise en place des canalisations :

La mise en place des conduites répond aux opérations suivantes :

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

VI-2-E) Assemblage des conduites en PEHD: [5]

Les conduites en polyéthylène haute densité (PEHD) peuvent être livrées en barres de 6 à 12 m ou en couronnes par longueurs de 50 à 100 m. Pour le raccordement de ces conduites, deux procédés sont employés :

1- Jusqu'au diamètre 63, le raccordement est mécanique à emboîtement.

2- Raccord électrosoudables : les raccords électrosoudables en PEHD à emboîtement femelle sont munis sur leur diamètre intérieur d'une résistance chauffante. Les deux extrémités de cette résistance sont reliées à des plots situés à l'entrée de chaque emboîtement.

Le temps de soudages est de l'ordre d'une minute et celui du refroidissement est d'environ une heure. Pendant les cycles de chauffage et de refroidissement, le serrage, l'alignement et le maintien des tuyaux et accessoires en polyéthylène doivent être assurés par des positionneurs.

Ce procédé d'assemblage des tuyaux présente l'avantage d'éviter la mise en place des butées, d'où une économie d'exécution, à laquelle s'ajoute celle d'encombrement du sous-sol.

VI-2-F) Essai générale du réseau :

Avant la réception provisoire des travaux, Il est procédé par l'entreprise en présence du maître d'œuvre, à une mise en pression générale du réseau, par l'intermédiaire du réservoir. Les robinets et vannes de branchements et de raccordement étant fermés.

Il est impératif de remplir les conduites lentement. Avec un débit de l'ordre de 1/20 à 1/15 de leurs débits normaux prévus, cette opération est indispensable pour donner à l'air le temps de s'acheminer et de s'accumuler aux points hauts et enfin de s'échapper par les ventouses. On utilisera les robinets vannes de vidange pour vérifier l'arrivée progressive de l'eau. Dans

un premier temps, ces robinets vannes sont ouverts, ensuite ils sont refermés au fur et à mesure de l'arrivée de l'eau. L'opération de remplissage étant terminée, le réseau est mis sous pression pendant 48 heures. Après cette période en mesure la perte par rapport à la capacité du réseau, celle-ci ne doit pas dépasser les 2%.

VI-2-G) Enrobage de la canalisation :

L'enrobage est une opération très délicate pour la stabilité du tuyau, elle assure son calage et la transmission régulière de l'effort latéral des terres. L'enrobage de la canalisation jusqu'à environ de 30 cm au dessus de sa génératrice supérieure est à distinguer du remblaiement qui a lieu au delà de cette zone.

Le choix des matériaux d'enrobage et leur mise en œuvre ont une grande influence sur la durabilité du réseau ainsi. Il convient donc d'insister sur l'importance de la zone d'enrobage.

Après l'enrobage Il est vivement conseillé de repérer les tuyaux par un grillage plastique avertisseur en bleu posé dans la tranchée au dessus de la couche d'enrobage.

VI-2-H) Remblaiement de la tranchée :

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

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

VI-2-I) Contrôle du compactage des tranchées :

Le compactage de la zone d'enrobage et de remblaiement influe directement sur la répartition des charges à la périphérie du tuyau donc sur la stabilité de celui-ci. Il est nécessaire de vérifier à posteriori la qualité de réalisation de cette opération.

Le contrôle peut utilement être réalisable à l'aide d'un outil peu coûteux, pratique et très rapide à mettre en œuvre que l'on appelle « Sonde battus ». Cet appareil permet :

- ✓ Une approche relativement faible de la densité du sol.
- ✓ De déceler rapidement les défauts de compactage d'une tranchée.

VI-2-J) Mise en service du réseau:

Malgré toutes les précautions prises, la propreté de la canalisation est insuffisante, elle contient toujours de la terre ou des pierres qui en se déposant dans les appareils de robinetterie ou de fontainerie peuvent gêner leur manœuvre, détériorer les sièges et les clapets de fermeture. Avant la mise en service définitive du réseau d'eau potable, comme après toute réparation sur une canalisation d'eau, il y a lieu de procéder à la désinfection du réseau avant la distribution d'eau aux consommateurs.

La désinfection peut s'effectuer soit au chlore soit au permanganate de potassium. Il est impératif de respecter un temps de contact minimum pour l'opération de désinfection. Après cette opération, on doit procéder à un rinçage du réseau à l'eau claire.

VI-3) Prescription spéciale concernant le PEHD: [5]

Il est déconseillé de poser les canalisations en polyéthylène :

- ↳ A proximité de réseaux de chauffage urbain et d'égouts industriels où la température dépasse 25°C. Lorsque l'éloignement n'est possible, il convient de protéger la canalisation par un matériau isolant.
- ↳ A proximité d'une zone imprégnée d'hydrocarbure, auquel cas la conduite doit être placée dans un barreau afin d'éviter tout risque de pollution des eaux.
- ↳ Comme pour le PVC, les conduites en polyéthylène doivent être stockées à l'abri du soleil, ils ne doivent pas être posés lorsqu'ils sont portés (au soleil par exemple) à une température élevée.
- ↳ La mise en place des tuyaux doit être réalisée en larges ondulations destinées à compenser le retrait et la dilatation (le polyéthylène a une dilatation linéaire qui peut atteindre 8 mm/m pour une différence de température de 40 °C).
- ↳ Un soin particulier est à apporter lors de la manipulation des conduites du fait de la sensibilité de polyéthylène aux blessures tranchantes.

VI-4) Choix des engins du chantier: [9]

Il est important de choisir pour chaque type de travail, l'engin et le matériel le mieux adapté, de manière à obtenir un meilleur rendement.

Pour notre cas on a envisagé de choisir les engins classiques de chantier qui sont présentés dans le tableau VI-2.

➤ **Tableau VI-2 : les engins utilisés pour la mise en place des conduites et leurs rôles :**

<i>Nom de l'engin</i>	<i>Rôle de l'engin</i>
Un Dozer équipé en rétro	Enlever les roches et les racines des arbres.
Un camion citerne	Arroser le remblai avant le compactage.
Un chargeur	Charger les déblais excédentaires dans les camions
Une pelle mécanique	Extraire les déblais, et les charger directement si c'est possible dans le camion, poser le lit de sable et le remblai.
Un compacteur à rouleau lisse	Compacter la couche de sable de 20 cm.
Un camion	Évacuer les déblais.
Appareil de soudure	Assurer l'assemblage des conduites.
Sonde battu	Contrôle le compactage des tranchées.
Une dame sauteuse	Le compactage du remblai au tour de la conduite et avoir un bon support.



Fig. VI-2: Photo d'un Dozer



Fig. VI-3 : Pelle mécanique

VI-5) Calcul des volumes de terrassement:**VI -5- A) Volume des déblais (V_d):**

Le volume d'excavation est donné par la relation suivante :

$$V_d = L_{tr} \times S_{tr} = L_{tr} \times b_{tr} \times H_{tr} \dots\dots\dots (VI-4).$$

- ✓ L_{tr} : Longueur de la tranchée en (m).
- ✓ S_{tr} : Section de la tranchée en (m²).
- ✓ H_{tr} : Profondeur de la tranchée en (m).

VI -5- B) Volume des Déblais foisonnés (V_{df}):

Il est donné par la relation suivante :

$$V_{df} = K_j \times V_d \dots\dots\dots (VI-5).$$

- ✓ V_{df} : Volume du sol foisonné.
- ✓ K_j : coefficient de foisonnement déterminé selon la nature du sol.

Puisque le sol de notre région est considéré Limoneux argileux: $K_j = (1,14 \div 1,28)$

Donc on prend : $K_j = 1,20$ Alors : $V_{df} = 1,2 \times V_d$

VI -5- C) Volume du lit de sable (V_s):

Ce lit correspond à une couche de sable de 20 cm sur le fond de la tranchée. On calcule ce volume en utilisant la formule suivante :

$$V_s = S_s \times L_{tr} = b_{tr} \times e \times L_{tr} \dots\dots\dots (VI-6).$$

- ✓ S_s : Surface du lit de sable en (m²).
- ✓ b_{tr} : largeur de la tranchée en (m).
- ✓ e : épaisseur du lit de sable avec : $e = 20$ cm

VI -5- D) Volume de la conduite (V_c):

Le volume d'une conduite est donné comme suit :

$$V_c = S_c \times L_{tr} = \frac{\pi \times D^2}{4} \times L_{tr} \dots\dots\dots (VI-7).$$

- ✓ S_c : Section du lit de sable en (m²).
- ✓ D : diamètre des conduites à poser en (m).

VI -4- E) Volume des remblais (V_R) :

Le volume des remblais c'est le volume des déblais réduit du volume occupé par la conduite et du volume du lit de sable, il est calculé comme suit :

$$V_R = V_d - V_c - V_s \dots\dots\dots (VI-8).$$

- ✓ V_d : volume total des déblais (m^3).
- ✓ V_c : volume total occupé par les conduites (m^3).
- ✓ V_s : volume total de sable pour le lit de pose des conduites (m^3).

VI -4- F) Volume excédentaire (V_{Exc}):

Il est calculé comme suit : $V_{Exc} = V_d - V_R$ (VI-9).

- ✓ V_d : Volume des déblais en (m^3).
- ✓ V_R : Volume des remblais en (m^3).

Les résultats de calcul des volumes de terrassement sont récapitulés dans le tableau suivant.

➤ **Tableau VI-3 : Récapitulatif des différents volumes de terrassement.**

Diamètres (mm)	75	90	110	125	160	200	250
Largeur de tranchée L_{tr} (m)	0.68	0.69	0.71	0.73	0.76	0.80	0.85
hauteur de tranchée H_{tr} (m)	1.28	1.29	1.31	1.33	1.36	1.40	1.45
Section de tranchée S_{tr} (m^2)	0.86	0.89	0.93	0.96	1.03	1.12	1.23
hauteur du lit du sable e (m)	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20
Section du lit du sable S_s (m^2)	0.14	0.14	0.14	0.15	0.15	0.16	0.17
Section de conduite S_c (m^2)	0.0044	0.0064	0.0095	0.0123	0.0201	0.0314	0.0491
Longueur de tranchée L_{tr} (m)	6274	7172	4395	2151	3971	2372	1478
Volume des déblais V_d (m^3)	5399.56	6383.80	4087.79	2066.30	4104.43	2656.64	1821.64
Volume de conduite V_c (m^3)	27.70	45.60	41.75	26.38	79.80	74.48	72.51
Volume de Sable V_s (m^3)	846.99	989.74	624.09	311.90	603.59	379.52	251.26
Volume des déblais foisonnés V_{df} (m^3)	6479.47	7660.56	4905.35	2479.57	4925.31	3187.97	2185.96
Volume de remblais V_R (m^3)	4524.87	5348.46	3421.95	1728.03	3421.03	2202.64	1497.86
Volume Excédentaire V_{Exc} (m^3)	1954.61	2312.10	1483.39	751.54	1504.28	985.33	688.10

Suite du Tableau VI-3 : Récapitulatif des différents volumes de terrassement.

Diamètres (mm)	300	350	400	500
Largeur de tranchée $L_{tr}(m)$	0.90	0.95	1.00	1.10
hauteur de tranchée $H_{tr}(m)$	1.50	1.55	1.60	1.70
Section de tranchée $S_{tr}(m^2)$	1.35	1.47	1.60	1.87
hauteur du lit du sable $e(m)$	0.20	0.20	0.20	0.20
Section du lit du sable $S_s(m^2)$	0.18	0.19	0.20	0.22
Section de conduite $S_c(m^2)$	0.0707	0.0962	0.1256	0.1963
Longueur de tranchée $L_{tr}(m)$	1550	824	2883	1913
Volume des déblais $V_d(m^3)$	2092.50	1213.34	4612.80	3577.31
Volume de conduite $V_c(m^3)$	109.51	79.24	362.10	375.43
Volume de Sable $V_s(m^3)$	279.00	156.56	576.60	420.86
Volume des déblais foisonnés $V_{df}(m^3)$	2511.00	1456.01	5535.36	4292.77
Volume de remblais $V_R(m^3)$	1703.99	977.54	3674.10	2781.02
Volume excédentaire $V_{Exc}(m^3)$	807.01	478.47	1861.26	1511.75

Alors :

- ↳ Le volume total des déblais = **38016,10 m³**
- ↳ Le volume total de sable = **5188,84 m³**
- ↳ Le volume total des déblais foisonnés = **45619,32 m³**
- ↳ Le volume total des remblais = **25933,03 m³**
- ↳ Le volume total excédentaire = **14337,83 m³**

Conclusion :

Dans ce chapitre on a défini les étapes nécessaires de pose des canalisations d'A.E.P puis on a calculé les volumes de terrassement et déterminé les engins nécessaires pour faciliter l'opération de pose. Alors la pose bien faite influe positivement sur la canalisation qui va devenir un excellent outil de transport, sûr, économique et durable.

CHAPITRE VII

Gestion Et Suivre Du Réseau d'A.E.P

VII – Gestion Et Suivie Du Réseau d'A.E.P:

Introduction :

L'eau est une ressource précieuse, il lui faut assurer une gestion dans un contexte de développement durable. Il est clair que dans nos esprits l'eau ne doit plus être considérée comme "un bien du ciel", mais plutôt un bien économique, social, naturel, culturel, collectif, et patrimonial. Or, on ne saurait en outre oublier que l'eau est une ressource limitée dans le temps et l'espace, ce qui impose de tenir compte de la satisfaction des besoins, du mode de gestion, et des pratiques sociales et environnementales de l'eau. [3]

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

VII –1) But de la gestion : [6]

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

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

VII –2) Gestion et exploitation des forages :

Pour exploiter correctement un captage d'eau souterraine, on doit impérativement considérer que le captage et le pompage sont indissociablement liés. On ne serait en aucun cas de gérer l'un sans l'autre. Trois conditions essentielles pour assurer la gestion de cet ensemble particulier que constituent le captage et son pompage. [6]

VII-2-A) Adapter la pompe au captage :

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

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

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

VII-2-B) La connaissance des paramètres patrimoniaux :

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

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

Un exploitant ne peut pas gérer correctement ces forages sans avoir connaissances de ces informations patrimoniales. A défaut de cette information de base, aucune surveillance n'est possible et par suite, aucun entretien préventif. [6]

VII-2-C) Les équipements techniques :

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

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

La pratique montre également qu'il est nécessaire que le captage soit équipé, au refoulement de la pompe, d'un piquage permettant d'évacuer l'eau pompée sans passer dans le réseau. Ce dispositif permet notamment de faire des essais de pompage divers, de stériliser le puits et d'évacuer l'eau, etc. [1]

VII-2-D) Conseils d'exploitation pour l'entretien et la maintenance des forages :

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

D-1) Contrôle hebdomadaire :

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

D -2) Contrôles mensuels :

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

D -3) Contrôle semestriel :

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

D -4) Lutte contre le phénomène de corrosion : [6]

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

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

Pour la lute contre ce phénomène en procède comme suite :

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

VII –3) Gestion des ouvrages du stockage :

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

VII-3-A) Equipements des réservoirs :

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

► **Tableau VII-1 : équipements des réservoirs :**

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

VII-3-B) Aspects lies à l'exploitation des réservoirs : [9]

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

B-1) Opération de nettoyage :

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

❖ Prévention des accidents (sécurité) :

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

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

B-2) Contrôle de la qualité de l'eau :

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

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

❖ Contrôle mensuel :

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

❖ Contrôles semestriels :

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

VII-3-C) Prescriptions générales applicables aux réservoirs : [9]

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

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

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

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

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

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

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

VII -4) Gestion du réseau d'adduction et de distribution : [4]

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

VII-4-A) Lutte contre l'entartrage:

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

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

Pour lutter contre ce phénomène, il ya lieu :

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

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

VII-4-B) Prévention, contrôle et surveillance de la qualité d'eau :

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

VII-4-C) Recherche des fuites :

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

- ↪ **les réservoirs** : mauvaise étanchéité de la maçonnerie (mais en général ça se voit et se répare) ; mauvaise étanchéité des vidanges.
- ↪ **la robinetterie** : essentiellement les presse-étoupes de vannes ou les raccordements des branchements.
- ↪ **les canalisations** : il s'agit soit des ruptures franches, les plus faciles à détecter car elles se manifestent extérieurement, soit des fentes, soit de la corrosion, soit, plus

sournoises, des fuites aux joints. Ce sont celles-là, parce que nombreuses et difficiles à détecter, qui conduisent aux plus mauvais rendements de réseau.

C-1) Surveillance du réseau :

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

C-2) Méthodes acoustiques traditionnelles :

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

C-3) Méthodes nouvelles :

↳ Thermographie infrarouge :

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

↳ Oreilles acoustiques :

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

↳ Radio magnétotellurique :

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

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

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

VII-4-D) Le comptage :

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

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

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

VII-4-E) Surveillance et entretien des adductions et des réseaux de distribution :

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

E-1) Contrôles mensuels :

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

E-2) Contrôles semestriels :

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

E-3) Contrôles annuels :

- ✓ organe de sectionnement, dispositif de protection contre les ruptures de conduites (fonctionnement, état, étanchéité, accessibilité, position...).
- ✓ Réducteur de pression, soupape de sécurité d'aération.
- ✓ Bouche d'incendie : fonctionnement, état, vidange, plaques indicatrices, présence de clé et de tuyaux de prise.
- ✓ Nettoyage des conduites, en particulier des tronçons secondaires et ceux en bout de réseau.
- ✓ Capacité de transit des conduites d'adduction (mesure de débit et pression).

- ✓ Les réseaux doivent être munis de dispositifs de soutirage ; ces derniers doivent être manœuvrés aussi souvent que nécessaire, et au moins deux fois par an pour les points du réseau où la circulation de l'eau n'est pas constante.

Conclusion :

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

CHAPITRE VIII

Devis Estimatif

VIII –Devis Estimatif :

Introduction :

L'étude du devis estimatif nous permet d'avoir une idée sur le coût de réalisation de notre projet, ce calcul consiste à déterminer les quantités de toutes les opérations effectuées sur le terrain, on multiplie le volume des travaux par le prix unitaire.

VIII-1) Calcul du devis du projet :

Les étapes qu'on a faites pour réaliser notre projet sont :

- ✓ Travaux d'excavation de la tranchée.
- ✓ Fourniture et pose du lit de sable.
- ✓ Pose des conduites.
- ✓ Construction des regards des vannes.
- ✓ Travaux de remblaiement de la tranchée.
- ✓ Travaux d'évacuation des volumes excédentaires.

Les résultats du calcul du devis sont représentés dans le tableau VIII-8.

➤ **Tableau VIII-1 : Devis estimatif et quantitatif du projet.**

	<i>Désignation des travaux</i>	<i>Unité</i>	<i>Quantité</i>	<i>Prix unitaire DA</i>	<i>Montant DA</i>
Terrassement	déblai en terrain Limoneux argileux	m ³	38016.10	200	7603220.585
	lit de sable 20 cm	m ³	1294.51	1000	1294508.901
	Volume excédentaire	m ³	14337.83	300	4301349.746
	remblaiement de la tranchée	m ³	25933.03	100	2593303.299
Fourniture, transport et pose des conduites	PEHD Ø 75 mm	ml	6274	350	2195900
	PEHD Ø 90 mm	ml	7172	410	2940520
	PEHD Ø110 mm	ml	4395	610	2680950
	PEHD Ø125 mm	ml	2151	750	1613250
	PEHD Ø 160 mm	ml	3971	1250	4963750
	PEHD Ø 200 mm	ml	2372	1900	4506800
	PEHD Ø 250 mm	ml	1478	2950	4360100
	PEHD Ø 300 mm	ml	1550	4600	7130000
	PEHD Ø 350 mm	ml	824	5100	4202400
	PEHD Ø 400 mm	ml	2883	6200	17874600
Accessoires	Robinet vanne	Unité	60	15000	900000
	Clapet anti-retour	Unité	5	12000	60000
	Ventouse	Unité	20	8000	160000
	Coudes	Unité	150	1500	225000
	Regards de vannes	Unité	50	20000	1000000
Somme					84570552.53
T.V.A 17%					14376993.93
TOTALE					98947546.46

❖ **NB** : les prix unitaires sont fournis par la subdivision d'hydraulique de Chéria.

Conclusion :

D'après les calculs qu'on a fait, le coût de réalisation du notre projet est de la somme de 98947546,46 DA.

CONCLUSION GENERALE:

A travers ce mémoire de fin d'études, nous avons donné en premier lieu un aperçu général sur les problèmes du système d'alimentation en eau potable de la ville de CHERIA.

Dans ce cadre nous avons cité tous les anomalies existantes au niveau des forages, des ouvrages du stockage et du réseau de distribution. En suite nous avons donné quelques recommandations et conseils pour remédier aux problèmes rencontrés.

Nous avons intégré une simulation hydraulique du réseau existant à l'aide du logiciel WaterCAD qui montre que le réseau de distribution existant est mal dimensionné.

En se basant sur les critères de vieillissement du réseau existant ainsi que leur mal dimensionnement, nous avons prévu un nouveau réseau de distribution en optant pour un autre matériau (PEHD). Ce réseau peut répondre aux besoins de la population au moins jusqu'à l'horizon 2035 avec un fonctionnement beaucoup plus fiable.

En dernier on a cité les notions de gestion, d'exploitation et les opérations d'entretien à effectuer sur les différents ouvrages qui permet également l'amélioration de la sécurité et du contrôle du fonctionnement du système.

Je souhaite que ce modeste travail puisse servir comme référence pour les projets d'alimentation en eau potable.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] **A.LENCASTRE** : « Hydraulique générale », Tome II Eyrolled, Paris1982.
- [2] **B.SALAH** : «Cours d'Alimentation en eau potable», ENSH 1993.
- [3] **D. MRAD** : «Concept des problématique dans la conception des réseaux d'Alimentation en eau». G.I.G.R (2009).
- [4] **DUPONT.A** : « Hydraulique urbaine (tome 2) ». Edition Eyrolles (1979).
- [5] **Entreprise tubex (BLIDA)** : Guide d'utilisation Des Canalisations En PEHD.
- [6] **F. VALIRON** : «Gestion des eaux .Alimentation en eau, Assainissement», Cours de l'école nationale des ponts et des chaussées (1988).
- [7] **I.D.F.P SAUR** « Pose des canalisations» (2006).
- [8] **M. CARLIER** « Hydraulique générale et appliquée », Edition Eyrolles, Paris 1972.
- [9] **SITE WEB**: « www.Bently.com»; « www.scribd.com»; «www.pdf data base.com».
- [10] **URBACO** « P.D.A.U de la commune de Chéria », 2009.