

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Etude du système d'alimentation en eau potable de la commune de Boussemgoun (w.El-Bayadh) .

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0001-19

APA Citation (APA توثيق):

Khedim, Hadjeur (2019). Etude du système d'alimentation en eau potable de la commune de Boussemgoun (w.El-Bayadh)[Mem Ing, ENSH].

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

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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

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

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

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

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE URBAINE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : ALIMENTATION EN EAU POTABLE

THEME :

**Etude du système d'alimentation en eau Potable de
la commune de BOUSSEMGHOUN (W.El-Bayadh)**

Présenté Par :

M^{lle} KHEDIM Hadjeur

Devant les membres du jury

	Nom et Prénoms	Grade	Qualité
M ^r	SALAH Boualem	Professeur	Président
M ^{me}	MOKRANE Wahiba	M.A.A	Examineur
M ^{me}	AMMOUR Fadhila	M.A.A	Examineur
M ^{me}	HADJ SADOK Nabila	M.A.A	Examineur
M ^r	YAHIAOUI Samir	M.A.A	Promoteur

Session Juillet 2019

ملخص:

تعاني حاليا المنطقة المعنية بالدراسة من مشكل التزويد بالمياه الصالحة للشرب وهذا يعود إلى قدم أنابيب شبكة التوزيع وصغر حجمها. من خلال دراستنا هذه نهدف أولا إلى تجديد شبكة التوزيع بصفة شاملة وحساب أبعادها الجديدة وذلك بعد دراسة عامة للوضع الحالية لمختلف المصادر المائية، شبكة التوزيع، وكذلك مختلف منشآت التخزين بالمنطقة. أما الهدف الثاني فيتمثل في دراسة مشروع التزويد بالماء الشروب انطلاقا من بئر "رالا" وتحديد أبعاد الأنابيب وحمايتها من ظاهرة المطرقة المائية مع الأخذ بعين الاعتبار بالجانب التقني والاقتصادي للمشروع.

Abstract

The area concerned with the study is currently suffering from the problem of drinking water supply, with is due to the distribution pipes and their small size. accordingly, the first objective of this study is to renovate the distribution network as whole through calculating its new dimensions after general study of its current situation mainly in terms of the various water resources, distribution network and storage facilities in the region. The second objective is to study the water supply project from the well of "RALA" and calculatong the dimensions of the pipes and protect them from the water hammer phenomenon, taking into account the technical and economic sides of the project

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à tous les gens que j'aime et qui m'aiment.

Ce travail est dédié à **Mon père**, qui m'a toujours poissé et motivé dans mes études.
A celle qui m'a transmis la vie, l'amour, le courage, à toi chère **Maman** toutes mes joies,
mon amour et ma reconnaissance.

Aucune dédicace ne saurait être assez éloquente pour exprimer que vous méritez pour
tous les sacrifices que vous n'avez cessé de me donner depuis ma naissance, durant mon
enfance et même à l'âge adulte.

Je dédie ce travail en témoignage de mon profond amour. Puisse Dieu, le tout puissant,
vous préserver et vous accorder santé, long vie et bonheur.

A mes chers frères **AYMEN, MOATEZ, ILYAS**, mes chers sœurs **HIBA, TASSENIM** ainsi
A mes **grands-pères**, et **mes grandes mères**, tous mes oncles et tantes ainssi que leurs
épouses et époux

A mon oncle **ALLEL** qui m'a aidé tout long ma formation à l'école

A mon cousin **YOUCEF**, ma cousine **NESSRINE**

A mon fiancé **Hichem SIDI CHIEKH**

A tous mes camarades de promotion Alimentation en eau potable 2019

A mes très chers amis avec lesquels j'ai vécu les meilleurs moments de ma vie et qui mon
beaucoup soutenue :

LOUBNA, REKIA, CHAIMAA, KENZA, NESSRINE, AMEL, LINDA, HADJER

A ceux qui m'ont souhaité la réussite au fond de leurs cours.

Remerciements

Avant tout propos, nous remercions « Dieu » le tout puissant qui nous a donné sagesse et santé pour faire ce modeste travail.

C'est avec un grand plaisir que j'exprime ma profonde gratitude et mes sincères remerciements à mon promoteur : Mr : YAHIAOUI SAMIR. Je lui exprime ma reconnaissance pour sa disponibilité, ses précieux conseils qui m'ont permis d'acquérir de nombreuses connaissances tout le long de ce travail.

Toute ma reconnaissance est adressée à tous les enseignants et le personnel de l'école nationale supérieure de l'hydraulique qui ont contribué à ma formation.

Également mes sincères remerciements à :

M^r : SALAH BOUALEM: qui m'a fait l'honneur de présider mon jury.

Aux membres de jury :

- M^{me} : W. MOKRANE*
- M^{me} : F. AMMOUR*
- M^{me} : N. HADJ SADOK*

Qui m'ont fait l'honneur d'apprécier et de juger ce travail.

I Sommaire

Introduction Générale	16
I. Chapitre présentation de la zone d'étude	18
I.1 Introduction	18
I.2 Situation géographique	18
I.3 Données naturelles du site :	19
I.3.1 Géologie de site :.....	19
I.3.2 Topographie de site :	20
I.3.3 Sismicité de site.....	21
I.3.4 Hydrologie du site	21
I.4 Données climatiques :.....	22
I.4.1 Climat :.....	22
I.4.2 Pluviométrie :	22
I.4.3 Température :	22
I.4.4 Le vent de sable :.....	23
I.4.5 La gelée blanche :.....	23
I.4.6 L'insolation :	23
I.5 Situation hydraulique :.....	24
I.5.1 Ressources en eau :	24
I.5.2 Dotation actuelle :	24
I.5.3 Réseau de distribution existant :.....	24
I.5.4 L'adduction en eau potable :.....	26
I.5.5 Les réservoirs existants :	26
I.5.6 Qualité d'eau :	26
II Estimation des besoins en eau potable	29
II.1 Introduction :	29
II.2 Evaluation de la population	29
II.3 Catégories de la consommation de la région d'étude :	30
II.4 Choix de la norme unitaire de consommation :	30
II.5 Evaluation de la consommation journalière	31
II.5.1 La consommation journalière moyenne :	31
II.5.2 Estimation des besoins domestiques moyen :	31
II.5.3 Estimation des besoins scolaires :	31
II.5.4 Estimation des besoins administratifs et culturels :	32
II.5.5 Récapitulation de la consommation moyenne journalière totale :	32
II.6 Etude des variations de consommation :	33

II.6.1	Etude de la variation journalière :	33
II.6.2	La consommation maximale journalière ($Q_{\max,j}$) :	33
II.6.3	La consommation minimale journalière ($Q_{\min,j}$) :	33
II.6.4	Récapitulation des variations journalière de la consommation en eau potable :	34
II.7	Etude de la variation horaire :	34
II.7.1	Consommation maximale horaire :	34
II.7.2	Consommation minimale horaire :	35
II.7.3	Débit moyen horaire :	35
II.7.4	Régime de la consommation de l'agglomération	35
II.7.5	Calcul de la consommation horaire :	36
III	Dimension et conception du réseau de distribution	41
III.1	Introduction.....	41
III.2	Choix du type de réseau	41
III.2.1	Réseau ramifié :	41
III.2.2	Réseau maillé :	41
III.2.3	Réseau étagé :	41
III.3	Conception du réseau :	42
III.3.1	Principe du tracé du réseau :	42
III.3.2	Choix du type de matériau.....	42
III.4	Présentation du logiciel de calcul.....	46
III.5	Calcul hydraulique du réseau	47
III.5.1	Détermination des débits du réseau	47
III.5.2	Répartition arbitraire des débits :	49
III.5.3	Calcul des paramètres hydrauliques	50
III.5.4	Calcul des pressions de service du réseau (au sol)	51
III.5.5	Interprétation des résultats.....	55
IV	Réservoirs et stockages	57
IV.1	Introduction.....	57
IV.2	Définition des réservoirs	57
IV.3	Rôles des réservoirs	57
IV.4	Emplacement du réservoir	57
IV.5	Les types des réservoirs existant.....	58
IV.6	Détermination de la capacité du réservoir	58
IV.7	Principe de calcul.....	59
IV.7.1	La méthode analytique :	59
IV.7.2	La méthode graphique :	59
IV.7.3	Besoin en stockage	60

IV.8	La détermination analytique de la capacité d'un réservoir d'alimentation.....	61
IV.9	Forme et définition de la géométrie du réservoir :.....	62
IV.10	Équipement des réservoirs	63
IV.10.1	Conduite d'arrivée :.....	63
IV.10.2	Conduite de départ :.....	63
IV.10.3	Conduite de trop plein :	64
IV.10.4	Conduite de vidange :	64
IV.10.5	Conduite by-pass :	65
IV.10.6	Matérialisation de la réserve d'incendie	65
IV.11	Quelques recommandations sur les réservoirs.....	65
V	Étude d'adduction et de pompage	68
V.1	Introduction	68
V.2	Type d'adduction.....	68
V.2.1	Adduction gravitaire :.....	68
V.2.2	Adduction par refoulement :	68
V.2.3	Adduction mixte :.....	68
V.3	Critères du choix du tracé :.....	68
V.3.1	Tracé en plan :.....	68
V.3.2	Profil en long :.....	69
V.4	Le choix du type de matériaux	69
V.5	Description du schéma du tracé.....	69
V.6	Proposition des variantes de tracées	69
V.7	Étude technico-économique	70
V.7.1	Cas de refoulement.....	70
V.7.2	Diamètre économique	70
V.7.3	Cas de la conduite de refoulement avec plusieurs tronçons :.....	71
V.7.4	La formule de BRESSE :	71
V.7.5	La formule de BONNIN :.....	71
V.7.6	La formule de Munier :	72
V.7.7	Formules de Vuibert :.....	72
V.7.8	Les frais d'exploitation.....	72
V.7.9	Frais d'amortissement	74
V.8	Choix des pompes :.....	75
V.9	Calcul hydraulique.....	76
V.9.1	Détermination du diamètre économique	76
V.10	Choix des pompes immergées :	78
V.10.1	Dimension de la pompe :.....	80

V.10.2	Points de fonctionnement des pompes :	81
V.10.3	Courbe caractéristique de la conduite.....	81
V.10.4	Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement données :	82
V.10.5	Choix du moteur électrique :	85
V.11	Protection contre le coup de bélier.....	86
V.12	Introduction.....	86
V.13	Définition du coup de bélier	86
V.14	La protection des conduites contre le coup de bélier	86
V.15	Calcul de la célérité d'ondes	89
V.16	Calcul du volume du réservoir d'air par la méthode de VIBERT	90
VI	Accessoires du réseau d'eau potable.....	95
VI.1	Introduction.....	95
VI.2	Rôles des accessoires	95
VI.3	Accessoires	95
VI.3.1	Robinet vanne	95
VI.3.2	Vannes papillons.....	95
VI.3.3	Vannes à coin (à opercule)	96
VI.3.4	Clapet anti retour	96
VI.3.5	Vanne de décharge.....	97
VI.3.6	Ventouses.....	97
VI.3.7	Bouche d'incendie	98
VI.3.8	Conduite by-pass :	98
VI.4	Les pièces spéciales	99
VI.4.1	Coudes :	99
VI.4.2	Cônes :	99
VI.4.3	Les tés :	99
VI.4.4	Croix de jonction :	99
VI.4.5	Les manchons :	99
VI.5	Organes de mesures	100
VII	Pose canalisation et organisation du chantier.....	103
VII.1	Introduction.....	103
VII.2	Les différents types de pose des canalisations.....	103
VII.2.1	Pose en tranchée :	103
VII.2.2	Pose sans tranchée :	103
VII.2.3	Pose de canalisation en terre :	103
VII.2.4	Pose à proximité d'une conduite d'assainissement	104
VII.2.5	Pose canalisation en traversées des routes.....	104

VII.3	Utilisation des butées et verrouillage	105
VII.4	Les travaux de mises en place des canalisations.....	106
VII.4.1	Travaux Préliminaires (matérialisation et nivellement)	106
VII.4.2	Ouverture des tranchées.....	107
VII.5	Calcul des volumes	114
VII.5.1	Calcul du volume du déblai du réseau de distribution.....	114
VII.5.2	Calcul du volume du déblai d'adduction	114
VII.5.3	Volume de lit de sable	115
VII.5.4	Volume des remblais	116
VII.6	Calcul du cout de projet	116
VII.7	Planification des travaux.....	117
Conclusion	119
Conclusion Générale.....		120
Références bibliographique.....		122
Annexes.....		123

Liste des tableaux :

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Tableau I-1 : caractéristique de la station

Tableau I-2 : Débits caractéristiques des moyennes mensuelles d'Oued Mellah

Tableau I-3 : Variabilité des précipitations moyennes mensuelles Dans la station de Boussemgoun (Période 1999 - 2012)

Tableau I-4 : Températures moyennes mensuelles à la station d'EL-Abiodh Sidi/Cheikh

Tableau I-5 : variabilité de la gelé blanche moyenne mensuelles de la station de El Abiodh Sidi Cheikh

Tableau I-6 : variabilité d'Insolation moyenne mensuelles de la station de El Abiodh Sidi Cheikh

Tableau I-7 : résultat d'analyse d'eau consommé par l'agglomération de Boussemgoun

Chapitre II : Estimation des besoins en eau potable

Tableau II-1 : Evaluation de la population

Tableau II-2 : Besoins domestiques moyen à l'horizon 2039

Tableau II-3 : Besoins scolaires moyens à l'horizon 2039

Tableau II-4 : Besoins administratifs et culturels moyens à l'horizon 2039

Tableau II-5 : Récapitulatif de la consommation moyenne journalière

Tableau II-6 : Calcul des consommations maximales et minimales de la ville

Tableau II-7 : β_{max} en fonction de nombre d'habitants

Tableau II-8: β_{min} en fonction de nombre d'habitants

Tableau II-9: consommation maximale et minimale horaire à l'horizon 2039

Tableau II-10 : variation des débits horaires de la ville

Chapitre III : Dimension et conception du réseau de distribution

Tableau III-1 : Récapitulatif des débits de calcul (cas de pointe)

Tableau III-2 : débit à chaque nœud (cas de pointe)

Tableau III-3 : caractéristique hydrauliques et géométriques des tronçons (cas de pointe)

Tableau III-4 : caractéristique hydrauliques et géométriques des tronçons (cas de pointe plus incendie)

Tableau III-5 : caractéristiques hydrauliques et géométriques des nœuds (cas de pointe)

Tableau III-6 : caractéristiques hydrauliques et géométriques des nœuds (cas de pointe plus incendie)

Chapitre IV : Réservoirs et stockages

Tableau IV-1 : caractéristiques du réservoir existant

Tableau IV-2 : besoin en stockage

Tableau IV-3 : Détermination de la capacité du réservoir d'alimentation

Chapitre V : Etude d'adduction et pompage

Tableau V-1 :valeurs de m et α

Tableau V-2 : valeurs des coefficients K' , m et β pour différentes type de matériau

Tableau V-3 : calcul de la H_{MT}

Tableau V-4 : Calcul des frais d'exploitation

Tableau V-5 : Calcul des frais d'amortissement

Tableau V-6 : le bilan des frais d'exploitation et les frais d'amortissement

Tableau V-7 : les caractéristiques de chaque pompe choisie d'après le logiciel CAPRARI

Tableau V-8 : caractéristiques d'adduction

Tableau V-9 : paramètres de calcul de la célérité :

Chapitre VII : Pose canalisation et organisation du chantier

Tableau VII-1 : choix du coefficient du talus

Tableau VII-2 : Calcul du volume du déblai du réseau de distribution

Tableau VII-3 : Calcul du volume du déblai d'adduction

Tableau VII-4 : volume de lit de sable du réseau de distribution

Tableau VII-5 : volume de lit de sable d'adduction

Tableau VII-6 : calcul du volume du remblai

Tableau VII-7 : cout total des travaux du projet

Tableau VII-8 : Détermination du délai de la réalisation

Liste des figures :

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Figure 0-1: Plan de situation géographique de la zone d'étude

Figure I-2: carte géologique de la zone d'étude

Figure 1-3: Photo satellitaire à partir google earth de la ville de Boussemghoun

Figure I-4 : les fuites au niveau des joints dans une conduite en PVC du réseau d'alimentation de la ville de Boussemghoun

Figure I-5 : les fuites au niveau d'un nœud (raccordement Té)

Chapitre II : Estimation des besoins en eau potable

Figure II-1 : histogramme de la consommation horaire

Figure II-2 : courbe cumulé de la consommation

Chapitre III : Dimension et conception du réseau de distribution

Figure III-1 : caractéristique hydraulique cas de pointe

Figure III-2 : caractéristiques hydraulique cas de pointe plus incendie

Chapitre IV : Réservoirs et stockages

Figure IV -1 : graphe de consommation en fonction de l'apport.

Figure IV-2 : Graphe de balance (stockage existant /stockage nécessaire)

Figure IV-3 : conduite d'arrivé

Figure IV-4 : conduite de départ

Figure IV-5 : conduite de trop-plein et conduite de vidange

Figure IV-6 : vue en plan de la conduite by-pass

Chapitre V : Etude d'adduction et pompage

FigureV.1 : Schéma vertical du Variante

Figure V-2 : Bilan (frais d'amortissement/frais d'exploitation)

Figure V-3 : courbes caractéristiques pour la pompe type **E12S50/3C+**

Figure V-4 : les dimensions de la pompe choisi

Figure V-5 : détermination de point de fonctionnement

Figure V-6 : réservoir d'air

Figure V-7 : Cheminée d'équilibre sur une conduite de refoulement

Chapitre VI : Accessoires du réseau d'eau potable

Figure VI-1 : Vannes à papillon

Figure VI-2 : Vannes à opercule

Figure VI-3 : clapet anti retour

Figure VI-4 : Bouche d'incendie

Figure VI-5 : pièces spéciales dans un réseau

Figure VI-6 : mesure de pression avec un manomètre

Chapitre VII : Pose canalisation et organisation du chantier

Figure VII- 1 : pose d'une canalisation d'eau potable à proximité d'une conduite d'assainissement

Figure VII-2 : caractéristiques dimensionnelles d'une tranchée

Figure VII-3 : Butée sur un coude

Figure VII-4 : Butée sur un branchement

Figure VII-5 : Butée sur un cône

Figure VII-6 : Amarrage d'un coude

Figure VII-7 : Nivellement d'une tranchée

Figure VII-8 : Bulldozer

Figure VII-9 : La pelle Hydraulique

Figure VII-10 : lit de pose

Figure VII-11 : Le chargeur

Figure VII-12 : Remblayage du tranchée

Figure VII-13 : le compacteur

Figure VII-14 : schéma du réseau à nœud

Listes des planches

Planche 1 : plan de masse avec le réseau de distribution existant

Planche 2 : tracé du nouveau réseau de distribution

Planche 3 : tracé du profil en long de la conduite principale du réseau de distribution

Planche 4 : tracé de la conduite d'adduction

Planche 5 : profil en long de la conduite d'adduction

Introduction Générale

Introduction Générale

L'eau constitue un élément essentiel dans la vie et l'activité humaine. C'est une composante majeure pour les organismes vivants et les écosystèmes en général. De nos jours, l'eau participe à toutes les activités quotidiennes notamment domestiques, industrielles et agricoles. Cette eau doit être de bonne qualité respectant les normes de potabilités et à une pression et en quantité suffisantes.

Malgré les coûteux investissements consentis en plusieurs années par l'état dans le domaine de l'eau, la satisfaction des besoins reste insuffisante. Pour cette raison que les services publics ont accordé aussi une attention très particulière à la lutte contre le gaspillage et les pertes, tout en veillant à concevoir des systèmes de protection des ressources, de stockage et de distribution, ainsi que la maintenance et l'entretien de ces derniers.

La région de Boussemgoun située dans la wilaya d'El-Bayadh n'est pas épargnée par ces problèmes liés au déficit hydrique et d'accès à l'eau potable d'autant plus que cette dite région est caractérisée par un climat aride et se trouve éloignée du milieu citadin. Le but de ce travail est donc de faire l'étude du réseau d'adduction et la réhabilitation du réseau d'alimentation en eau potable existants situés dans la commune de Boussemgoun.

Pour bien mener cette étude nous avons scindé notre travail en trois parties.

La première partie du mémoire commence par une description du site d'étude de l'agglomération à alimenter du point de vue : climat, le nombre d'habitants, la géologie, l'hydrologie et les ressources en eau.

La deuxième partie de ce travail porte sur la compréhension complète du réseau existant et de sa capacité à satisfaire les besoins actuels. Il s'agit d'évaluer les ressources disponibles et de les comparer à la demande à l'horizon 2039. L'étude a révélé la nécessité de la rénovation d'une grande partie du réseau existant.

La dernière partie concerne l'étude technique de l'approvisionnement en eau potable de la commune de Boussemgoun à l'horizon d'étude et ce à partir du forage « RALA », allant jusqu'au stockage et la distribution ainsi que la protection contre le coup de bélier.

Finalement ce travail se termine par la présentation des techniques de pose de canalisations et les accessoires ainsi que l'estimation du délai et du coût du projet.

PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

I. Chapitre présentation de la zone d'étude

I.1 Introduction

Ce chapitre comporte en quelques pages la présentation du site d'étude des localités à alimenter des différents points de vue à savoir :

Du point de vue géographique, topographique, géologique, climatique, démographique et Hydraulique.

I.2 Situation géographique

La commune de Boussemgoun est limitée à l'Est par la commune d'El Mehara et El Abiodh Sidi Cheikh, au Nord par la commune Chellala, tandis qu'au Sud elle est limitrophe à la commune de Bnou. Elle est voisine de la Wilaya de Naama à l'Ouest. La densité populaire pour une superficie de 586,10 km² est de 6,5 habitant au kilomètre. Plus de 80% de la population est concentrée au chef-lieu de la commune.

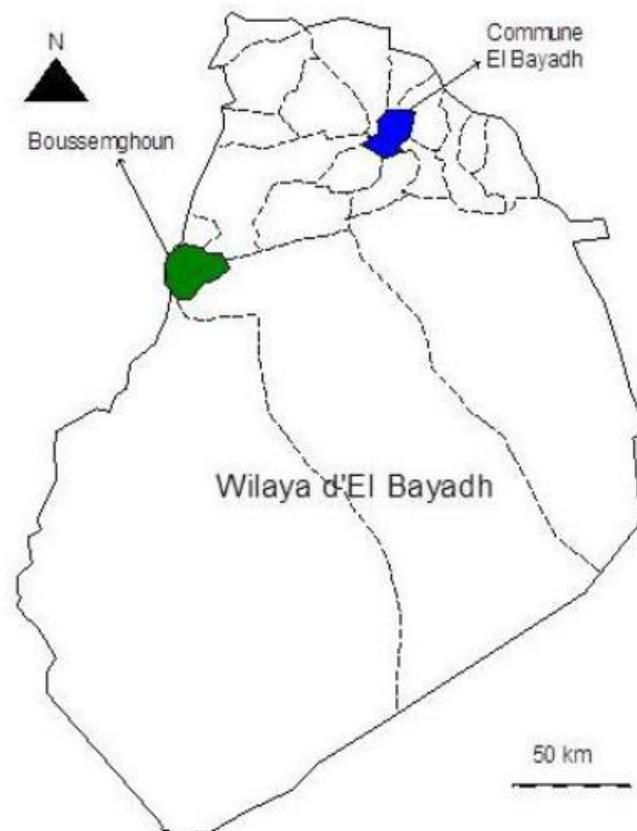


Figure I-1: Plan de situation géographique de la zone d'étude

La commune de Boussemgoun est composée de six localités :

- Boussemgoun
- Ouled Ben Djelloul
- Ouled Abdelkrim
- Ouled Hadj Bahous
- Ouled Sidi Ahmed Medjdoub
- Semaghna

I.3 Données naturelles du site :

I.3.1 Géologie de site :

La région étudiée ne présente qu'une fraction d'un immense corps, dans lequel elle s'intègre et qui est l'Atlas Saharien. Cette substance est caractérisée par deux unités. La première unité est caractérisée par une alternance d'argilites péllitiques et de marnes, puis à gypse surmontées par calcaires (Varconier). La deuxième unité est représentée par une série épaisse de carbonates avec des marnes au sommet.

Un réseau de failles d'orientation Nord – Sud masqué au niveau de l'Oued Melah qui passe à l'Ouest de la ville de Boussemgoun.

La série qui affleure dans notre secteur d'étude est d'âge mésozoïque, cénozoïque et Quaternaire.

- **Formation du sol :**

Le sol de la région est occupé par des grès durs ferrugineux fissures surmontés par d'une formation de grés rougeâtre fissurés et intercalation de blanc argileux. L'ensemble peut être couvert d'une carapace de sable.

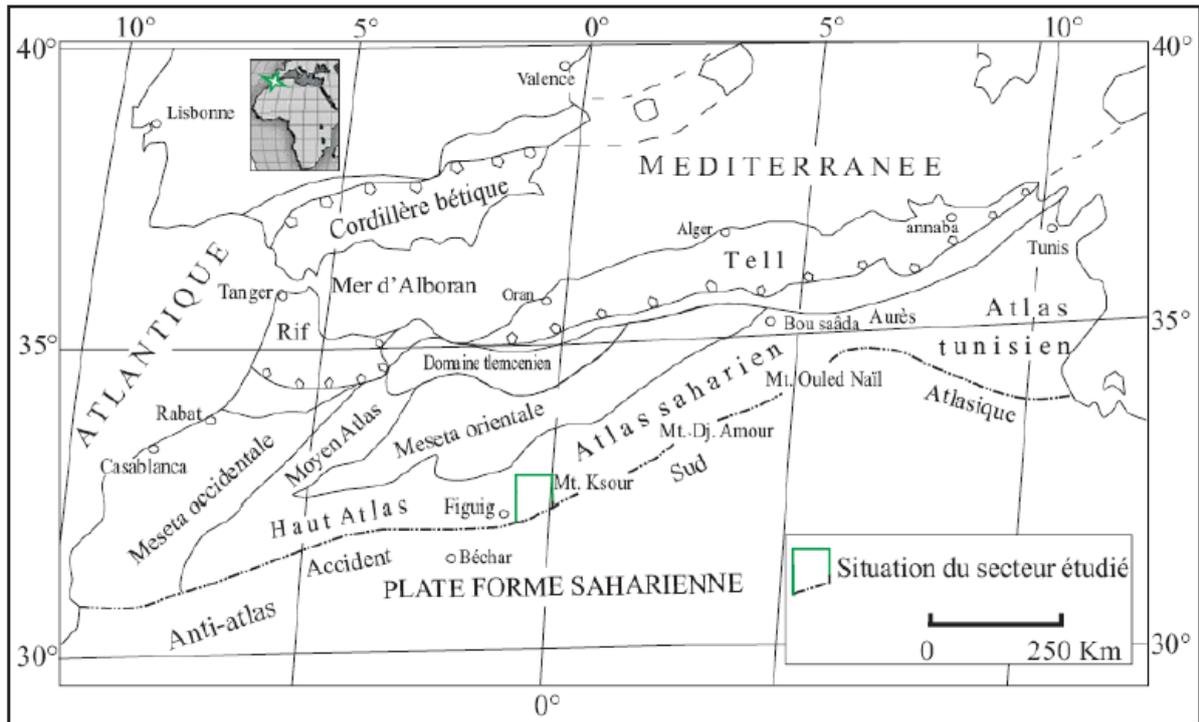


Figure I-2 : carte géologique de la zone d'étude

I.3.2 Topographie de site :

En coordonnées polaires, la zone d'étude est située à 32° 51' 51" Nord et 0° 01' 12" de longitude Est et d'altitude moyenne de 1000 mètres.



Figure I-3 : Photo satellitaire à partir google earth de la ville de Boussemgoun

I.3.3 Sismicité de site

Sur le plan tectonique, la région des hauts plateaux est en général assez stable et n'est pas considérée comme une zone à risque sismique majeur. Les Règles Parasismiques Algériennes (R.P.A version 2003) classent cette région dans la zone de faible sismicité (Wilaya d'El Bayadh zone I).

I.3.4 Hydrologie du site

L'Oued Mellah prend naissance dans la partie Nord Orientale des Monts des Kseurs (région de Asla, Ain Ouarka).

Plusieurs Oueds contribuent à son alimentation dans le synclinal de Bousseghoun, en particulier oued Korima, oued El Kseub, oued El Kerkour, oued Mekhizen...etc.

L'écoulement de l'Oued s'effectue du Nord au Sud avec un parcours de 30 Km.

Le secteur de Bousseghoun l'oued est équipé d'une station hydrométrique implantée le : 25/11/1990.

Tableau I-1 : caractéristique de la station

Station Hydrométrique	Latitude	Longitude	Altitude	Paramètres Mesures	Période
Oued MELLAH	32° 49' 49" N	00°00'17" E	945m	Débit jaugé (Q m ³)	1991-2012

Des mesures de débits ont été effectuées dans la station hydrométrique d'Oued Mellah, et dont les données que nous disposons s'étalent sur une période récente de 13 ans (2000, 2013).

Tableau I-2 : Débits caractéristiques des moyennes mensuelles d'Oued Mellah

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Févr	Mars	avril	Mai	juin	jui	Aout
Minima(m ³ /s)	0.002	0.004	0.014	0.026	0.074	0.026	0.021	0.011	0.004	0.003	0.024	0.001
Maxima(m ³ /s)	0.045	0.117	0.415	0.085	0.08	0.329	1.104	1.804	2	0.019	0.024	0.048
Moyenne (m ³ /s)	0.017	0.030	0.066	0.048	0.053	0.073	0.150	0.168	0.187	0.005	0.002	0.007

Source :A.N.R.H (Secteur El Abiodh Sidi Cheikh)

Le débit le plus faible s'observe en Août avec 0,001 m³/s. Il augmente progressivement depuis septembre pour atteindre son maximum de 0,074 m³/s en Janvier. De Février à juillet les débits oscillent entre 0,026 m³/s et 0,003 m³/s.

Le maximum enregistré s'observe en Mai 2 m³/s, puis le débit décroît rapidement pour atteindre son minimum de 0,019 m³/s en Juin. Il augmente depuis juillet (0.024 m³/s), au novembre (0.415 m³/s). Aux Décembre et Janvier, il décroisse à nouveau puis il reprend l'augmentation en Février jusqu'au Avril (1.804 m³/s). Ces débits sont loin d'être importants, vu les apports diversifiés qui alimentent Oued Mellah.

Les débits moyens maximum sont enregistrés en mars, avril et mai de 0,150 m³/s, à 0.187 m³/s, ils décroissent dans la période estivale avec un débit minimum de 0.002 m³/s, puis augmentent progressivement depuis septembre (0.017 m³/s).

I.4 Données climatiques :

I.4.1 Climat :

La zone d'étude jouit d'un climat de type saharien. Au sud, à la fin du printemps et en été on peut observer la pénétration d'air frais qui s'enforce en coin sous l'air chaud méditerranée ou saharien il résulte le déclenchement d'averses orageuses au niveau de l'Atlas saharien et les hauts plateaux. Au Nord le flux des vents d'Ouest des Westerlies.

I.4.2 Pluviométrie :

La région de Bousseghoun est influencée par le régime climatique des hautes plaines, elle reste dans la limite du régime désertique. Elle reçoit moins de 118 mm/an.

Tableau I-3: Variabilité des précipitations moyennes mensuelles Dans la station de Bousseghoun (Période 1999 - 2012)

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jui	Jill	Août	années
PP (mm)	13.31	21.88	9.31	5.88	13.71	9.05	17.59	8.29	4.05	2.03	5.13	7.07	117.28

Source : Office National de la Météo Oran, station de El Abiodh Sidi Cheikh

I.4.3 Température :

A cause d'inexistence d'enregistrement des températures dans la station de Bousseghoun, nous avons utilisé les mesures de la station d'El Abiodh Sidi Cheikh qui est la plus proche au secteur.

La température annuelle maximale est 36,8°C en mois de Juillet et minimale -3°C en mois Décembre.

Tableau I-4 : Températures moyennes mensuelles à la station d'EL-Abiodh Sidi/Cheikh

Mois	J	F	M	A	M	J	JT	A	S	O	N	D
T°C(min)	2.8	5.8	7.3	10.1	15.1	19.9	23.6	24.2	19.5	13.8	8.4	-3
T°C(Max)	13	15.6	18.1	21.4	27.4	31.8	36.8	35.9	31.8	25	17.1	14.4
moyenne	7.9	10.7	12.7	15.7	21.3	25.8	30.2	30	25.6	19.4	12.7	9.4

Source : A.N.R.H (Secteur El Abiodh Sidi Cheikh)

I.4.4 Le vent de sable :

C'est un phénomène météorologique se produit au cours de l'année avec un minimum de (1,3 jour/mois). Sa fréquence augmente de Novembre jusqu'au mois de Mai (5,36 jour/mois).

La rose de déplacement potentiel, indique des directions Nord à Nord-Ouest prédominantes avec une direction secondaire Sud-Ouest.

I.4.5 La gelée blanche :

On l'observe de novembre à mars avec un maximum marqué en janvier et un maximum secondaire en décembre.

Tableau I-5 : variabilité de la gelée blanche moyenne mensuelles de la station de El Abiodh Sidi Cheikh

Mois	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	juin	Juill	Aout	Sep	Oct	Nov	Dec
Nombre de jours	92	20	06	0	0	0	0	0	0	0	19	71

Source : A.N.R.H (Secteur El Abiodh Sidi Cheikh)

I.4.6 L'insolation :

Elle influe directement sur la température des sols en surface aussi bien par sa durée journalière que par l'angle d'incidence du rayonnement solaire

La durée journalière moyenne annuelle de l'insolation de la station d'EL - Abiodh Sidi Cheikh est de 11.4 heures.

Tableau I-6 : variabilité d'Insolation moyenne mensuelles de la station de El Abiodh Sidi Cheikh

Mois	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	juin	Juill	Aout	Sep	Oct	Nov	Dec
Insolation en heure	9.60	4	8	12	13	1	8	4	9	6	10	9.5

Source : A.N.R.H (Secteur El Abiodh Sidi Cheikh)

I.5 Situation hydraulique :

Cette partie a pour but de mettre en évidence la situation actuelle du système d'alimentation en eau potable de la ville de Boussemghoun.

I.5.1 Ressources en eau :

Les ressources en eau existantes localement dans la ville de Boussemghoun sont principalement souterraines.

Durant l'année 2019 la ville de Boussemghoun recevait un débit de 12 l/s. ce débit contribuait 98% de la demande totale en eau potable.

I.5.2 Dotation actuelle :

L'agglomération de Boussemghoun est servie actuellement avec une dotation estimée à 153 l/j/hab.

I.5.3 Réseau de distribution existant :

La ville de Boussemghoun dispose d'un réseau d'alimentation en eau potable réalisé dans les années 85. La distribution se fait par le biez d'un réseau ramifié de 30247 ml par des conduites en PVC et PEHD, leurs diamètres varient entre 63mm et 200 mm avec une pression nominale PN 10.

Notre zone d'étude est divisée en 4 secteur A, B, C, D qui sont desservis à l'aide d'un système de vannage. Notons que cette zone d'étude a été urbanisée suite à plusieurs programmes de logements qui ont donnée suite à plusieurs projets anarchiques des différents réseaux d'AEP sans prendre en considération la capacité de la conduite principale à satisfaire les besoins croissants en eau potable. Les fuites représentent un pourcentage qui peut atteindre environ 50% de la consommation journalière. Ces fuites sont issues à partir des points de raccordements et des joints.

En plus des incohérences dans l'équilibre du réseau d'AEP la rénovation de ce réseau s'impose dans sa totalité.



Figure I-4 :les fuites au niveau des joints dans une conduite en PVC du réseau d'alimentation de la ville de Bousseghoun



Figure I-5 : les fuites au niveau d'un nœud (raccordement Té)

I.5.4 L'adduction en eau potable :

La ville de Bousseghoun est alimentée au moyen de deux adduction principales à partir de deux forages.

- La première adduction : le projet de cette adduction a été réalisé en 1999. L'eau est refoulée vers le château d'eau de volume 400 m^3 avec un débit de 30 l/s , à partir d'un forage situé au Est de la ville. Le transfert d'eau est fait à l'aide d'une conduite en PVC de diamètre 200 mm et une longueur de 8 km .
- La deuxième adduction : la réalisation de ce projet est due à l'insatisfaction des besoins en eau de l'agglomération dans l'année 2013, dont l'eau est refoulée vers le réservoir de volume 1000 m^3 avec un débit de 33 l/s , à partir d'un forage « RALA » situé au Sud de la ville. Le transfert d'eau est fait à l'aide d'une conduite en PEHD de diamètre 315 mm et une longueur de $9,8 \text{ km}$.
- Il y a une sources d'eau « AOUINAT ES-NAM TITENIMILA » qui débite 10 l/s .

Remarque : les analyses chimiques de l'eau réalisée en 2015 a prouvé que l'eau du premier forage et la source sont impropre à la consommation à cause de leur concentration élevée en sodium et en Nitrate (Résultat d'analyse annexe (1) et (2))

I.5.5 Les réservoirs existants :

Le réservoir 1000 m^3 Le réservoir est de type circulaire semi enterré situé au Nord-est de la ville, présente les caractéristiques suivantes :

- Capacité : 1000 m^3
- Diamètre de la cuve : 15 m
- Cote de radier : 1028 m

I.5.6 Qualité d'eau :

La qualité physico-chimique des eaux souterraines du forage RALA est une eau carbonaté calcique de qualité chimique passable. Propre à la consommation Humaine.

Le traitement par injection de chlore ou eau de javel à l'aide de pompes doseuses au niveau des réservoirs.

Comme montre le tableau suivant :

Tableau I-7 : résultat d'analyse d'eau consommé par l'agglomération de Boussemghoun

Paramètres	Unités	Quantité	norme algérienne	
			CR	CMA
Ph		7,38	6,5/8,5	-
Température	°C	20	20	25
conductivité	$\mu\text{s}/\text{cm}$	1220	-	2800
résidu sec à 105°C	Mg/l	980	-	2000
Turbidité	NTU	1	1	2
calcium	Mg/l	117	75	200
magnésium	Mg/l	52	-	150
sodium	Mg/l	115	-	200
potassium	Mg/l	5	-	20
sulfate	Mg/l	230	200	400
chlorure	Mg/l	223	200	500
nitrate	Mg/l	7	-	50
nitrite	Mg/l	0	-	0,1

Source : Bulletin d'analyse(ANRH)

Conclusion :

Après avoir recensé les différentes informations qui sont très utiles et nécessaires pour la suite de l'étude des chapitres de notre projet. Il est à noter que la connaissance de la situation hydraulique existante, nous servira de base pour l'élaboration de notre projet d'alimentation en eau potable. Nous allons donc, procéder dans le chapitre qui suit au calcul des besoins en eau de notre agglomération.

Estimation des besoins en eau potable

II Estimation des besoins en eau potable

II.1 Introduction :

Ce chapitre a pour objectif, l'étude de l'évolution de la population de la zone d'étude ainsi que l'évolution de ses besoins en eau potable, dans le but de veiller à améliorer la qualité de la vie des populations concernées en assurant un service adéquat à court terme et à long terme.

II.2 Evaluation de la population

La situation démographique d'agglomération de la ville de Boussemgoun d'après le recensement fait dans l'année 2008 est de 3908 habitants et en 2015 est estimé à 4342 habitants.

Notre étude consiste à répondre aux besoins en eau potable de cette population. L'horizon d'étude dépend de la durée de vie du réseau d'alimentation en eau potable qui est en fonction des matériaux des conduites du réseau et son entretien durant le fonctionnement, toute en tenant compte :

- L'accroissement démographique
- L'extension des agglomérations
- L'amélioration du niveau de vie.

L'extension de l'agglomération

Notre Plan de masse fait partie des secteurs urbanisés, il inclut des parties à rénover et à projeter. Il comporte 550 logements collectifs dont 350 sont existants et 200 sont projetés. Ces logements sont réservés aux habitants des bidonvilles venant des proches campagnes.

Selon l'assemblée populaire communale (APC) de Boussemgoun, le programme d'urbanisme exige le déménagement de ces habitants avant la fin 2019 et par conséquent de ces logements seront occupés avant cette date (décembre 2019). Pour l'exactitude d'estimation de la future de la population, nous supposons que les 550 logements sont Habités en totalité, avec un taux d'occupation (TOL) de 5 personnes par logement.

$$\text{le nombre d'habitants} = \text{nombre de logements} \times TOL$$

On estime la population à l'horizon 2039 pour une durée de 20 ans par la relation des intérêts composés :

$$P_n = P_0 \times (1 + \alpha)^n$$

P_n : population à l'horizon de calcul 2039.

P_0 : population à l'année du dernier recensement 2015.

α : taux d'accroissement démographique (1.1%)

n : nombre d'années séparent l'années du dernier recensement et l'horizon de calcul.

Tableau II-1 : Evaluation de la population :

Nombre d'habitant en 2008	Nombre d'habitant en 2015	Taux d'accroissement	Nombre Des habitants des logs future	Nombre d'habitant en 2019	Horizon d'étude	Nombre d'habitant en 2039
3908	4342	1.1 %	2750	7287	20	9070

II.3 Catégories de la consommation de la région d'étude :

Le recensement de toutes les catégories de consommation existants au niveau de notre agglomération est indispensable dans le but de garantir la quantité et la qualité d'eau potable nécessaire pour l'agglomération.

Pour notre cas, nous avons les :

- Besoins domestiques
- Besoins scolaires
- Besoins administratifs
- Besoins touristiques
- Besoins socioculturels
- Besoins incendie

II.4 Choix de la norme unitaire de consommation :

II.4.1 Définition :

La dotation ou la norme de consommation c'est une quantité d'eau moyenne journalière nécessaire à l'alimentation d'une agglomération, généralement estimée en litre par habitant et par 24 heures, par mètre cube, par mètre carré de surface de végétaux, par tonne de produits fabriqués, par tête d'animal, par poste...etc (référence [1])

La norme de consommation dépend du :

- Du degré de confort de la population.

- Du nombre d’habitants
- Urbanisation d’agglomération
- Les ressources existantes

La norme de consommation sera choisie sur les bases ci-après :

- Ville de 5000 à 20000 habitants ➡ 150 à 200 l/j/hab.
- Ville de 20000 à 100000 habitants ➡ 200 à 300 l/j/hab.
- Au-dessus de 100000 habitants ➡ 300 à 400 l/j/hab.

Dans notre cas, notre ville dépasse en nombre d’habitants les 5000 habitant, alors on optera pour une norme de consommation 180 l/j/hab et en tenant compte également du climat et de la vocation de l’agglomération.

II.5 Evaluation de la consommation journalière

II.5.1 La consommation journalière moyenne :

La consommation journalière moyenne est le produit de la dotation moyenne journalière par le nombres d’usagers formant le type consommateurs :

$$Q_{moy,j} = \frac{q_i \times N_i}{1000} \quad (m^3/j) \dots\dots\dots(01)$$

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

N_i : nombre d’usagers formants le type de consommateurs.

II.5.2 Estimation des besoins domestiques moyen :

Les besoins domestiques moyens de notre zone d’étude seront calculés sur la base d’une dotation de 180l/j/hab.

Tableau II-2 : Besoins domestiques moyen à l’horizon 2039 :

Horizon	Nombre d’habitants	Dotation (l/j/hab)	Débit moy (m ³ /j)	Débit moy (l/s)
2039	9070	180	1632.6	18.9

II.5.3 Estimation des besoins scolaires :

Le tableau suivant détermine les besoins scolaires :

Tableau II-3 : Besoins scolaires moyens à l'horizon 2039 :

désignation	unité	Nombre	La dotation (l/j/unité)	Débit moyen journalier (m ³ /j)
2 primaires	Elève	610	20	12.2
CEM	Elève	358	10	3.58
lycée	Elève	191	10	1.91
Total	Elève	1159	/	17.69

II.5.4 Estimation des besoins administratifs et culturels :

Le tableau suivant détermine les différentes besoins administratifs et culturels :

Tableau II-4 : Besoins administratifs et culturels moyens à l'horizon 2039 :

Désignation	unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Débit moyen journalier (m ³ /j)
Dispensaire	personne	50	30	1.5
3 Mosquées	fidèle	900	8	7.2
Maison de jeune	m ²	330	5	1,65
A.P.C	personne	40	5	0,2
Hôtel (auberge)	Lit	40	70	2,8
Centre d'exposition	personne	20	5	0,1
Garde communale	m ²	1035	5	5,175
Centre culturel	personne	15	5	0,075
Gare routière	m ²	350	5	1.75
4 locaux commerciaux	m ²	160	5	0,8
Parc urbaine+ piscine	m ²	400	250	100
2 stade	vestiaire	20	15	0,3
4 jardins	m ²	550	6	3,3
Auberge des jeunes	Lit	20	70	1,4
Gare routière	m ²	40	50	2
Gendarmerie	personne	50	50	2.5
PTT	m ²	200	5	1
Total				131.75

II.5.5 Récapitulation de la consommation moyenne journalière totale :

Les résultats de l'évaluation des besoins moyens journaliers de la ville de Boussemghoun sont représentés dans le tableau ci-après :

Tableau II-5 : Récapitulatif de la consommation moyenne journalière.

Désignation	Débit moyenne (m ³ /j)	Débit moyenne (l/s)
Besoins domestiques	1632.6	18.9
Besoins scolaires	17.69	0.20
Besoins d'équipements	131.75	1.52
Total	1782.04	20.62

Remarque :

On doit tenir compte le débit des fuites par majoration du débit moyen journalier de (10 à 15 %) du débit moyen journalier initial :

$$Q_{\text{moy},j} = 1.13 \times 1782.04 = 2013.7 \text{ m}^3/\text{j} = 23.3 \text{ l/s}$$

II.6 Etude des variations de consommation :**II.6.1 Etude de la variation journalière :**

Le débit appelé par les consommateurs suit des variations irrégulières pendant la journée. On peut constater qu'il existe une journée ou la journée ou la quantité d'eau consommé est maximale et de même une journée minimale.

II.6.2 La consommation maximale journalière (Q_{max,j}) :

Elle est définie par le coefficient d'irrégularité journalière maximal (K_{max,j}). Il présente le rapport de la consommation maximale journalière à la consommation moyenne journalière :

$$K_{\text{max},j} = \frac{Q_{\text{max},j}}{Q_{\text{moy},j}} \dots \dots \dots (02)$$

Avec :

K_{max,j} varie entre 1,1 et 1,3.

Ce coefficient nous indique de combien la consommation maximale est supérieure à la consommation moyenne journalière.

Dans notre cas on prend K_{max,j}=1,2

II.6.3 La consommation minimale journalière (Q_{min,j}) :

Elle est définie par le coefficient d'irrégularité journalière minimal (K_{min,j}). Il présente le rapport de la consommation minimale journalière à la consommation moyenne journalière :

$$K_{\text{min},j} = \frac{Q_{\text{min},j}}{Q_{\text{moy},j}} \dots \dots \dots (03)$$

Avec :

K_{max,j} varie entre 0,7 et 0,9.

Ce coefficient nous indique de combien la consommation minimale est inférieure à la consommation moyenne journalière.

Dans notre cas on prend $K_{max,j}=0,8$

II.6.4 Récapitulation des variations journalière de la consommation en eau potable :

Les consommations moyennes minimales et maximales journalières en eau potable sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau II-6 : Calcul des consommations maximales et minimales de la ville :

horizon	Q _{moy,j}		K _{max,j}	Q _{max,j}		K _{min,j}	Q _{min,j}	
	m ³ /j	l/s		m ³ /j	l/s		m ³ /j	l/s
2039	2013.7	23.3	1,2	2416.44	27.96	0,8	1610.96	18.64

II.7 Etude de la variation horaire :

II.7.1 Consommation maximale horaire :

Elle est définie par le coefficient d'irrégularité maximale horaire ($K_{max,h}$) qui représente l'augmentation de la consommation horaire pour la journée la plus chargée dans l'année. Elle dépend du régime de consommation et l'accroissement de la population.

Ce coefficient peut être décomposé en deux autres coefficients : $\alpha_{max} , \beta_{max}$

Tel que :

$$K_{max,h} = \alpha_{max} \times \beta_{max} \dots\dots\dots(04)$$

α_{max} : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime de travail. Il varie de 1,2 à 1,4 on prend $\alpha_{max} =1,3$

β_{max} : coefficient de l'étalement lié à l'accroissement de la population.

Tableau II-7 : β_{max} en fonction de nombre d'habitants.

Nombre d'habitant	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000	300000	>10 ⁶
β_{max}	2	1.8	1.6	1.5	1.4	1.3	1.2	1.15	1.1	1.03	1

Donc pour notre cas on prend $\beta_{max} = 1,32325$ d'où la valeur de $K_{max,h}$ sera :

$$K_{max,h} = 1,3 \times 1,32325 = 1,72$$

$$Q_{max,h} = K_{max,h} \times Q_{moy,h}$$

II.7.2 Consommation minimale horaire :

Elle est représentée par le coefficient d'irrégularité minimum horaire qui permet de déterminer le débit minimum horaire :

$$K_{max,h} = \alpha_{min} \times \beta_{min} \dots \dots (05)$$

α_{min} : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération I. Il varie de 0,4 à 0,6 en prend $\alpha_{min} = 0,5$

β_{min} : coefficient de l'étalement lié à l'accroissement de la population.

Tableau II-8: β_{min} en fonction de nombre d'habitants.

Nombre d'habitant	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000	300000	>10 ⁶
β_{min}	0.1	0.1	0.1	0.2	0.25	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	1

Donc pour notre cas en prend $\beta_{min} = 0.365$ d'où la valeur de $K_{min,h}$ sera :

$$K_{min,h} = 0,5 \times 0.365 = 0,1825$$

$$Q_{min,h} = K_{max,h} \times Q_{moy,h} \dots \dots \dots (06)$$

II.7.3 Débit moyen horaire :

le débit moyen horaire est utile pour le dimensionnement des prises d'eau de la première station de pompage, des stations traitement , des conduites d'eau :

$$Q_{moy,h} = \frac{Q_{max,j}}{24} \dots \dots \dots (07)$$

Avec:

$Q_{moy,h}$: débit moyen horaire en m³/h

$Q_{max,j}$: débit maximum journalière en m³/j

Donc
$$Q_{moy,h} = \frac{2416.44}{24} = 100.685 \text{ m}^3/\text{j}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II-9: consommation maximale et minimale horaire à l'horizon 2039

Horizon	$Q_{moy,h}$ (m ³ /h)	$K_{max,h}$	$Q_{max,h}$ (m ³ /h)	$K_{min,h}$	$Q_{min,h}$ (m ³ /h)
2039	100.685	1.72	173.1782	0,1825	18.375

II.7.4 Régime de la consommation de l'agglomération

Le débit horaire d'une agglomération est le volume d'eau V_i sort du réservoir pendant un temps. Il est variable selon l'importance de de cette population, la variation des débits horaires d'une journée est représentée en fonction du nombre d'habitants dans (Annexe (3))

II.7.5 Calcul de la consommation horaire :

Le débit horaire demandé pour chaque catégorie de consommation est :

$$Q_h = \frac{P\% \times Q_{max,j}}{100} \dots\dots\dots(08)$$

Avec :

Q_h : débit horaire nécessaire

P% : pourcentage horaire.

Pour notre cas on choisit la répartition de la colonne ou le nombre d'habitants est moins de 10000 hab. Cette dernière est représentée dans le tableau suivant :

Tableau II-10: variation des débits horaires de la ville:

heures	consommation totale		consommation cumulée	
	Q _{max,j} = 2416.44 m ³ /j			
	%	m ³ /h	%	
0 – 1	1	24,1644	1	24,1644
1 – 2	1	24,1644	2	48,3288
2 – 3	1	24,1644	3	72,4932
3 – 4	1	24,1644	4	96,6576
4 – 5	2	48,3288	6	144,9864
5 – 6	3	72,4932	9	217,4796
6 – 7	5	120,822	14	338,3016
7 – 8	6,5	157,0686	20,5	495,3702
8 – 9	6,5	157,0686	27	652,4388
9 – 10	5,5	132,9042	32,5	785,343
10 – 11	4,5	108,7398	37	894,0828
11 – 12	5,5	132,9042	42,5	1026,987
12 – 13	7	169,1508	49,5	1196,1378
13 – 14	7	169,1508	56,5	1365,2886
14 – 15	5,5	132,9042	62	1498,1928
15 – 16	4,5	108,7398	66,5	1606,9326
17 – 18	5	120,822	71,5	1727,7546
17 – 18	6,5	157,0686	78	1884,8232
18 – 19	6,5	157,0686	84,5	2041,8918
19 – 20	5	120,822	89,5	2162,7138
20 – 21	4,5	108,7398	94	2271,4536
21 – 22	3	72,4932	97	2343,9468
22 – 23	2	48,3288	99	2392,2756
23 – 24	1	24,1644	100	2416,44
Total	100	2416,44	1146,5	

A partir de ce tableau on trouve :

$$Q_{\max, h} = 169.15 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_{\min, h} = 24.16 \text{ m}^3/\text{h}$$

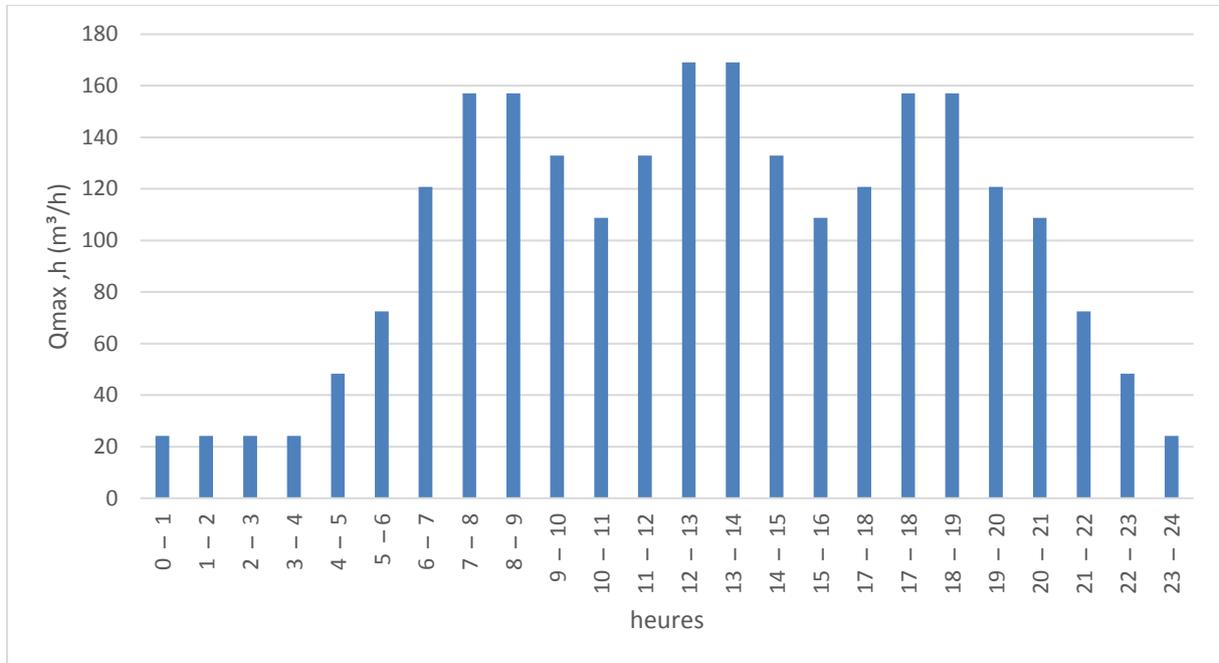


Figure II-1 : histogramme de la consommation horaire

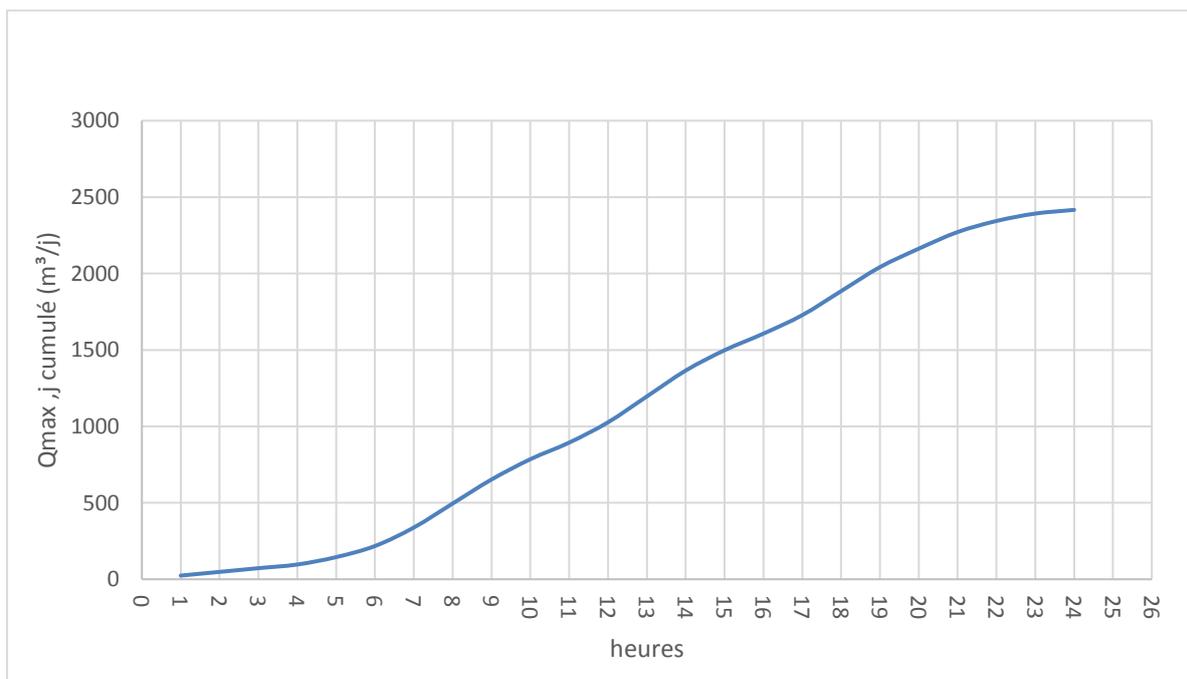


Figure II-2 : courbe cumulé de la consommation

Conclusion :

Au titre de ce chapitre, nous avons estimé les différents besoins en eau potable de la zone d'étude qu'exigent les différents types de consommateurs formant l'agglomération. Les besoins dominants sont domestiques avec besoins industriels nulles. Les résultats des débits journaliers maximales ($Q_{\max, j}=2416.44 \text{ m}^3/\text{j}$) appelé par rapport au débits fourni ($Q_f =2851.2\text{m}^3/\text{j}$) montre qu'il y n'a pas de déficit, et que les ressources en eaux existantes peuvent satisfaire les besoins en eau de la population de la ville à long terme.

Dimension et conception du réseau de distribution

III Dimension et conception du réseau de distribution

III.1 Introduction

Comme déjà cité au paravent notre agglomération reconnaît actuellement un réseau de distribution très vétuste et qui nécessite une rénovation à part entière.

Dans ce chapitre nous procéderons à une étude préliminaire à la fin de dimensionner convenablement le nouveau réseau, permettant d'assurer de satisfaire les besoins en eaux des usagers en quantité et qualités recommandées.

III.2 Choix du type de réseau

Suivant la structure et l'importance de l'agglomération on distingue les différents types de réseau de distribution dont :

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

III.2.1 Réseau ramifié :

Le réseau ramifié est constitué par une conduite principale et des conduites secondaires branchées tout le long de la conduite principale. C'est un réseau arborescent qui n'assure aucune distribution de retour. Il suffit qu'une panne se produise sur la conduite principale, toute la population à l'aval sera privée d'eau.

III.2.2 Réseau maillé :

Un réseau maillé est constitué d'une série des tronçons disposées de telle manière qu'il soit possible de décrire une ou plusieurs boucles fermées, on suivant son tracées, contrairement au réseau ramifié le réseau maillé assure une distribution de retour en cas de panne d'un tronçon. Ils sont utilisés généralement dans les zones urbanisées et tendent à se généraliser dans les agglomérations rurales sous forme associées à des réseaux ramifiés (limitation de nombres de maille en conservant certaine ramification. Bien que son cout soit élevé ; il reste préférable au réseau ramifié car : dans le cas d'une fuite dans une conduite on peut la réparer sans faire couper l'alimentation de la ville.

Ce réseau présente les avantages suivants :

- Une alimentation de retour.
- Isolation du tronçon accidenté par une simple manœuvre de robinet.

III.2.3 Réseau étagé :

Le réseau étagé est caractérisé par les différences de niveau très important ; ce qui fait la distribution de l'eau par le réservoir donne des fortes pressions au point le plus bas (norme de

pressions ne sont pas respectées). En effet ce système nécessite une installation d'un réservoir intermédiaire alimenter par le premier qui permet de régularisés la pression dans le réseau.

NB : Pour meilleure exploitation de l'infrastructure et une distribution raisonnable de l'eau, nous avons opté pour un réseau maillé

III.3 Conception du réseau :

III.3.1 Principe du tracé du réseau :

Le tracé se fait comme suit :

- Tout d'abord, il faut repérer les consommateurs importants (par exemple les usines) (voir la planche 2) ;
- Repérer les quartiers ayant une densité de population importante ;
- Déterminer le sens principal pour assurer la distribution à ces consommateurs suivant ce sens, tracer les conduites principales en parallèle ;
- Les conduites principales doivent être bien réparties pour avoir une bonne distribution d'eau ;
- Pour alimenter l'intérieur des quartiers, les conduites principales sont reliées entre elles par des conduites secondaires pour former des boucles (mailles).

III.3.2 Choix du type de matériau

III.3.2.1 Les conduites métalliques :

III.3.2.1.1 Conduites en acier

L'acier est un constituant de fer combiné au carbone, le pourcentage de carbone est compris entre 0,1 % et 1,5 %. L'acier utilisé dans la fabrication des tubes et raccords est de l'acier doux, soudable.

La pression de service dans ces tuyaux peut atteindre :

- 60 bars pour les diamètres compris entre 40 et 150mm.
- 50 bars pour les diamètres compris entre 180 et 270mm.
- 40 bars pour les diamètres compris entre 300 et 400mm.

Les avantages des canalisations en acier :

- Ils n'ont pas besoin comme les tuyaux en fonte de posséder des pièces spéciales (joints présentant une certaine élasticité).

- Ils sont soudables.
- Ils présentent une bonne étanchéité.
- Ils peuvent supporter des pressions élevées.
- Ils sont disponibles sur le marché.
- Ils sont plus légers que les tuyaux en fonte, d'où l'économie sur le transport, mais ils sont plus lourds que les tuyaux en matières plastiques.
- Par leur élasticité, ils s'adaptent aux reliefs plus ou moins accidentés.
- La longueur courante de ces tuyaux varie entre 6 à 16 mètre suivant les diamètres.

Les inconvénients des tuyaux en acier :

- La sensibilité à la corrosion qui exige une protection extérieure et intérieure.
- La faible durée de vie estimée à 20 ans.
- Le principal inconvénient de conduites d'eau en acier inoxydable est évidemment le prix.

III.3.2.1.2b. Les conduites en fonte ductile :

La fonte est un alliage de fer et de carbone, dont la proportion varie entre 2,2 à 4%. La fonte ductile est obtenue en additionnant, au moment de la coulée, une très faible quantité de magnésium dont la présence au sein de la fonte, provoque la cristallisation de graphite sous une forme sphéroïdale au lieu de cristaux aplatis comme dans la fonte ordinaire.

Les avantages des canalisations en fonte ductile :

- Résistance aux pressions élevées ;
- La fonte permet de supporter des pressions de service atteignant 50 bars pour les tuyaux ne dépassent 600mm de diamètre, et 40 bars pour les tuyaux de diamètre supérieur.
- Les longueurs courantes de ces tuyaux sont 6m pour les petits et moyens diamètres (jusqu'à 800mm) et 7m à 8,25 à partir de 800mm de diamètre.
- Très rigide et solide.
- Bonne résistance aux forces intérieures.

Les inconvénients des canalisations en fonte ductile :

- La sensibilité à la surcharge et aux mouvements du sous-sol qui provoquent le déboîtement des conduites.
- La fragilité.
- La non disponibilité sur le marché.
- La nécessité de pièces spéciales car les conduites sont généralement assemblées par raccords à emboîtement et à brides. Ces derniers sont réalisés au moyen de joints en plomb, de bague en caoutchouc ou de préparations spéciales.
- Lourds et très chères.
- Grande sensibilité à la corrosion.

III.3.2.2 Les conduites à base de ciment :**III.3.2.2.1 Tuyaux en amiante-ciment :**

Des tuyaux constitués de ciment Portland de haute qualité, d'amiante (minérale cristallisé d'origine magmatique) et d'eau. Ces tuyaux sont reliés à l'aide d'un manchon coulissant, des raccords en amiante-ciment mobile aux deux extrémités également des raccords résistants à la traction. Lorsque les tuyaux en amiante-ciment sont exposés à une corrosion extérieure, il faut les protéger avec un enduit, selon les prescriptions du fournisseur. Comme l'amiante est un matériau cancérigène, nous observons une réserve concernant ce type de tuyaux.

III.3.2.2.2 Tuyaux en béton :

Tuyaux précontraints avec raccords spéciaux selon les prescriptions, des bagues sont utilisées d'étanchéité de section circulaire. Lors de l'introduction du tuyau dans le manchon, le centrage doit faire l'objet d'une attention particulière (socles en béton, dispositifs de guidage sont recommandés).

Lors de remblayage, Il faut éviter à tout prix un tassement inégal pour des tuyaux qui se suivent. Il est recommandé, immédiatement après l'essai d'étanchéité des raccords, de caler avec du béton les tuyaux assemblés.

III.3.2.3 Les conduites en plastiques :**III.3.2.3.1 Les tuyaux chlorure de polyvinyle (PVC) :**

Le polychlorure de vinyle est le troisième plastique le plus souvent produites à la suite du polypropylène et du polyéthylène. Largement utilisé pour les conduites d'eau et d'égout en Amérique du Nord, il est un choix populaire de matériau en raison de sa durabilité, facilité de montage et un coût relativement faible. PVC est extrêmement résistant à la corrosion et aux intempéries, ce qui le rend approprié pour les conduites d'eau. Il peut être utilisé jusqu'à des températures de 2400 °C.

III.3.2.3.2 Les tuyaux en polyéthylène (PE) :

Le polyéthylène est issu des hydrocarbures, il résulte de l'association de nombreuses molécules simples (Ethylène) selon une réaction de polymérisation.

On distingue deux familles :

- Polyéthylène basse densité (PEBD) : $0,915\text{g/cm}^3 < d < 0,930\text{g/cm}^3$;
- Polyéthylène haute densité (PEHD) : $0,945\text{g/cm}^3 < d < 0,960\text{g/cm}^3$.

Les points de fusion pour les deux se situent respectivement à 115°C et 130°C

Les avantages des tuyaux en polyéthylène :

- Le PEHD résiste pratiquement à tous les liquides corrosifs tels que les solutions salines, les acides, les bases...etc. Les tubes PEHD ont un excellent comportement en véhiculant des eaux très agressives et très chargées ;
- L'élasticité et la flexibilité des tubes leur permettent d'absorber les affaissements de terrains éventuels dus à des mouvements du sous-sol, de supporter d'importantes surcharges inhérentes à la circulation routière, et de diminuer les effets provoqués par des ruptures accidentelles ;
- L'excellente finition des surfaces internes des tubes (PEHD) permet de les définir comme étant « géométriquement lisses » ; une telle caractéristique réduit

considérablement les pertes de charge des conduites (PEHD), par rapport aux conduites conçues avec d'autres matériaux ;

- Ils sont faciles à poser, avec la possibilité d'enroulement pour les petits diamètres ;
- Ces tubes sont facilement manipulés et transportés grâce à leur légèreté ; Les tubes sont environ 4 fois plus légers que les tubes fabriqués avec des matériaux traditionnels ;
- Ils répondent parfaitement aux normes de potabilité ;
- Ils sont peu onéreux ;
- Tous les appareils tels que les vannes, les ventouses et les pompes, se montent facilement sur les tubes en PEHD, grâce à des systèmes adéquats.
- Fiable au niveau des branchements, pas de fuites ;
- Se raccorde facilement aux réseaux existants (fonte, acier...etc.) ;
- Durée de vie théorique de 50 ans ;
- Résiste à l'entartrage et à la corrosion ;
- La longueur courante de ce type de conduites est : des tubes de 6 et 12 mètres pour les diamètres de 110 à 400 mm et des rouleaux de 50,100 et 200 mètres Du diamètre 20 à 90 mm.

Les inconvénients des tuyaux en polyéthylène :

Malgré les avantages cités, les tuyaux en PEHD résistent peu aux hautes pressions (pression nominales maximale 30 bars).

Nous avons opté pour des canalisations en matériaux plastiques, et puisque le PEHD, présente plus d'avantages que le PVC (résiste mieux aux remblais et aux fortes pressions) nous l'avons choisi pour notre réseau.

III.4 Présentation du logiciel de calcul

Présentation du logiciel Epanet

Epanet est un logiciel servant à l'analyse de systèmes de distribution d'eau potable. Cette analyse comprend la simulation du comportement hydraulique et qualitatif de l'eau sur de longues durées dans les réseaux sous pression (conduites). C'est un logiciel du domaine public qui a été développé pour l'Environmental Protection Agency. On sait qu'un réseau est un composé de tuyaux, nœuds, pompes, vannes, bâches et réservoirs. Epanet peut calculer

différentes variables comme la pression à chaque nœud, le niveau d'eau dans les réservoirs, ainsi que la concentration en substances chimiques dans les différentes parties du système.

Principe et hypothèses de la simulation

La simulation est réalisée pour une durée de 120 heures avec un intervalle de modulation d'une heure, c'est-à-dire que la demande change chaque heure. Les longueurs des conduites sont déterminées à partir du plan numérique du réseau. Les pertes de charge sont calculées avec la formule de Darcy-Weisbach.

III.5 Calcul hydraulique du réseau

III.5.1 Détermination des débits du réseau

III.5.1.1 Débit en route

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

$$Q_{max,h} = Q_r + \sum Q_{conc} \dots\dots\dots(10)$$

Avec :

Q_r : le débit en route global

$\sum Q_{conc}$: la somme des débits concentrés

$$Q_r = Q_{max,h} - \sum Q_{conc} \dots\dots\dots[l/s] \dots\dots(11)$$

III.5.1.2 Débit spécifique

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

$$Q_{sp} = Q_r / \sum l_i \dots\dots\dots[l/s/ml] \dots\dots\dots(11)$$

Avec :

Q_{sp} : débit spécifique (l/s/ml)

$\sum l_i$: somme des longueurs des tronçons du réseau en mètre (m)

Tableau III-1 : Récapitulatif des débits de calcul (cas de pointe)

heures de pointe	$Q_{max,h}$		Q_{conc}	Q_r	$\sum l_i$	Q_{sp}
	M ³ /h	(l/s)	(l/s)	(l/s)	(m)	(l/s/ml)
	169.15	46.98611	0	46.9861111	7337,3	0,00640373

III.5.1.3 Les débits aux nœuds (nodaux)

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

$$Q_{n-i} = 0.5 \sum Q_{ri-k} + \sum Q_{conc} \dots \dots en (l/s) \dots (12)$$

Avec :

Q_{n-i} : débit au noeud i en (l/s)

$\sum Q_{ri-k}$: somme des débit en route des tronçons reliés au noeud i en (l/s)

$\sum Q_{conc}$: somme des débit concentrés au noeud n en (l/s) qui sont nuls.

a- Cas de pointe**Tableau III-2** : débit à chaque nœud (cas de pointe)

Nœuds	Tronçons	Longueurs (m)	Q sp (l/s/ml)	Q nœud (l/s)
1	1 – 2	240	0,00640	3,4904
	4 – 1	850,1		
2	1 – 2	240	0,00640	2,3374
	2 – 3	490		
3	2 – 3	490	0,00640	5,2645
	3 – 8	239,1		
	3 – 5	915,1		
4	4 – 1	850,1	0,00640	5,0343
	10 – 4	362		
	8 – 4	360,2		
5	3 – 5	915,1	0,00640	4,0609
	5 – 6	353,2		
6	5 – 6	353,2	0,00640	7,0918
	6 – 10	1618		
	6 – 7	243,7		
7	6 – 7	243,7	0,00640	3,8217
	7 – 9	422,8		
	7 – 8	527,1		
8	3 – 8	239,1	0,00640	5,0260
	8 – 4	360,2		
	7 – 8	527,1		
	8 – 9	443,3		
9	7 – 9	422,8	0,00640	3,6463
	8 – 9	443,3		
	10 – 9	272,7		
10	10 – 4	362	0,00640	7,2128
	6 – 10	1618		
	10 – 9	272,7		

b- Cas de pointe plus incendie :

Ce cas est similaire au cas de pointe seulement que le nœud 2 est considéré comme le plus défavorable où l'on doit assurer un débit supplémentaire d'incendie (17l/s).

III.5.2 Répartition arbitraire des débits :

Il suffit d'injecter la longueur, le coefficient de rugosité des conduites, le débit et la côte du terrain naturel de chaque nœud, pour obtenir la répartition arbitraire des débits.

La répartition arbitraire des débits est faite selon les principes de la méthode de HARDYCROSS qui repose sur les deux lois suivantes :

1^{ère} loi : pour le même nœud la somme des débits entrants est égale à celle des débits sortants (équation de la continuité $\Sigma Q=0$).

2^{ème} loi : la somme algébrique des pertes de charge dans la même maille est nulle ($\Sigma HL=0$).

Connaissant le débit arbitraire, nous pourrions déduire les diamètres de chaque tronçon du réseau à travers l'abaque (voir annexe (4))

III.5.3 Calcul des paramètres hydrauliques

Après avoir lancé la simulation du réseau et suite à plusieurs essais des diamètres de conduites, dans le but d'avoir des vitesses dans l'intervalle (0.5m/s – 1.5m/s) pour chaque conduite, et aussi des pressions aux différents nœuds qui ne dépasse pas 60 m.c.e. Cependant, notre choix s'est porté sur des conduites en PEHD PN 10 (Annexe (4)).

Les résultats de simulation des tronçons sont regroupés dans le tableau suivant :

III.5.3.1 Cas de pointe

Tableau III-3 : caractéristique hydrauliques et géométriques des tronçons (cas de pointe) :

Tronçon	Nœud de départ	Nœud d'arrivé	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Matériel	Débit (l/s)	vitesse (m/s)
R - 1	R	1	87,39	315	PEHD	46,98	0,78
1 - 2	1	2	240	200		23,23	0,95
2 - 3	2	3	490	160		20,89	1,34
3 - 8	3	8	239,1	63		1,24	0,51
3 - 5	3	5	915,1	125		5,39	0,56
5 - 6	5	6	353,2	63		1,33	0,55
6 - 10	10	6	1618	63		0,88	0,37
10 - 4	4	10	362	125		-10,18	1,07
4 - 1	1	4	850,1	200		-20,27	0,83
10 - 9	10	9	272,7	63		-2,08	0,86
6 - 7	7	6	243,7	110		-4,89	0,66
7 - 9	9	7	422,8	63		-0,29	0,12
8 - 9	8	9	443,3	63		-1,27	0,53
8 - 4	4	8	360,2	90		-5,06	1,03
3 - 7	3	7	527,1	125		-9,00	0,94

III.5.3.2 Cas de pointe plus incendie :**Tableau III-4 :** caractéristique hydrauliques et géométriques des tronçons (cas de pointe plus incendie) :

Tronçon	Nœud de départ	Nœud d'arrivé	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Matériel	Débit (l/s)	vitesse (m/s)
R - 1	R	1	87,39	315	PEHD	63,98	1,06
1 - 2	1	2	240	200		40,26	1,06
2 - 3	2	3	490	160		20,92	1,34
3 - 8	3	8	239,1	63		1,26	0,52
3 - 5	3	5	915,1	125		5,39	0,57
5 - 6	5	6	353,2	63		1,33	0,55
6 - 10	10	6	1618	63		0,88	0,39
10 - 4	4	10	362	125		-10,16	1,07
4 - 1	1	4	850,1	200		-20,24	0,83
10 - 9	10	9	272,7	63		-2,07	0,86
6 - 7	7	6	243,7	110		-4,89	0,66
7 - 9	9	7	422,8	63		0,3	0,13
8 - 9	8	9	443,3	63		-1,27	0,53
8 - 4	4	8	360,2	90		-5,04	1,02
3 - 7	3	7	527,1	125		-9,01	0,94

III.5.4 Calcul des pressions de service du réseau (au sol)**III.5.4.1 Cas de pointe****Tableau III-5 :** caractéristiques hydrauliques et géométriques des nœuds (cas de pointe) :

Nœuds	Demande (l/s)	Côte (m)	Côte piézométrique (m)	pression de service (m)
1	3,49	1021,45	1033,85	12,40
2	2,33	1008,68	1032,68	24,14
3	5,26	1002,66	1027,81	25,15
4	5,03	1002,87	1031,03	28,16
5	4,06	997,71	1025,12	27,41
6	7,09	992,32	1022,82	30,50
7	3,82	1002	1023,94	21,94
8	5,02	1001,55	1026,43	24,88
9	3,64	1000,99	1023,74	22,75
10	7,21	996,28	1027,71	31,43

III.5.4.2 Cas de pointe plus incendie :

Tableau III-6 : caractéristiques hydrauliques et géométriques des nœuds (cas de pointe plus incendie) :

Nœuds	Demande (l/s)	Côte (m)	Côte piézométrique (m)	pression de service (m)
1	3,49	1021,45	1033,74	12,29
2	19,33	1008,68	1032,79	24,11
3	5,26	1002,66	1027,76	25,10
4	5,03	1002,87	1030,92	28,05
5	4,06	997,71	1025,08	27,37
6	7,09	992,32	1022,77	30,45
7	3,82	1002	1023,89	21,89
8	5,02	1001,55	1026,35	24,80
9	3,64	1000,99	1023,67	22,68
10	7,21	996,28	1027,61	33,13

Les caractéristiques hydrauliques et géométriques pour les deux cas sont représentées dans les figures 3.2et 3.3 ci-après :

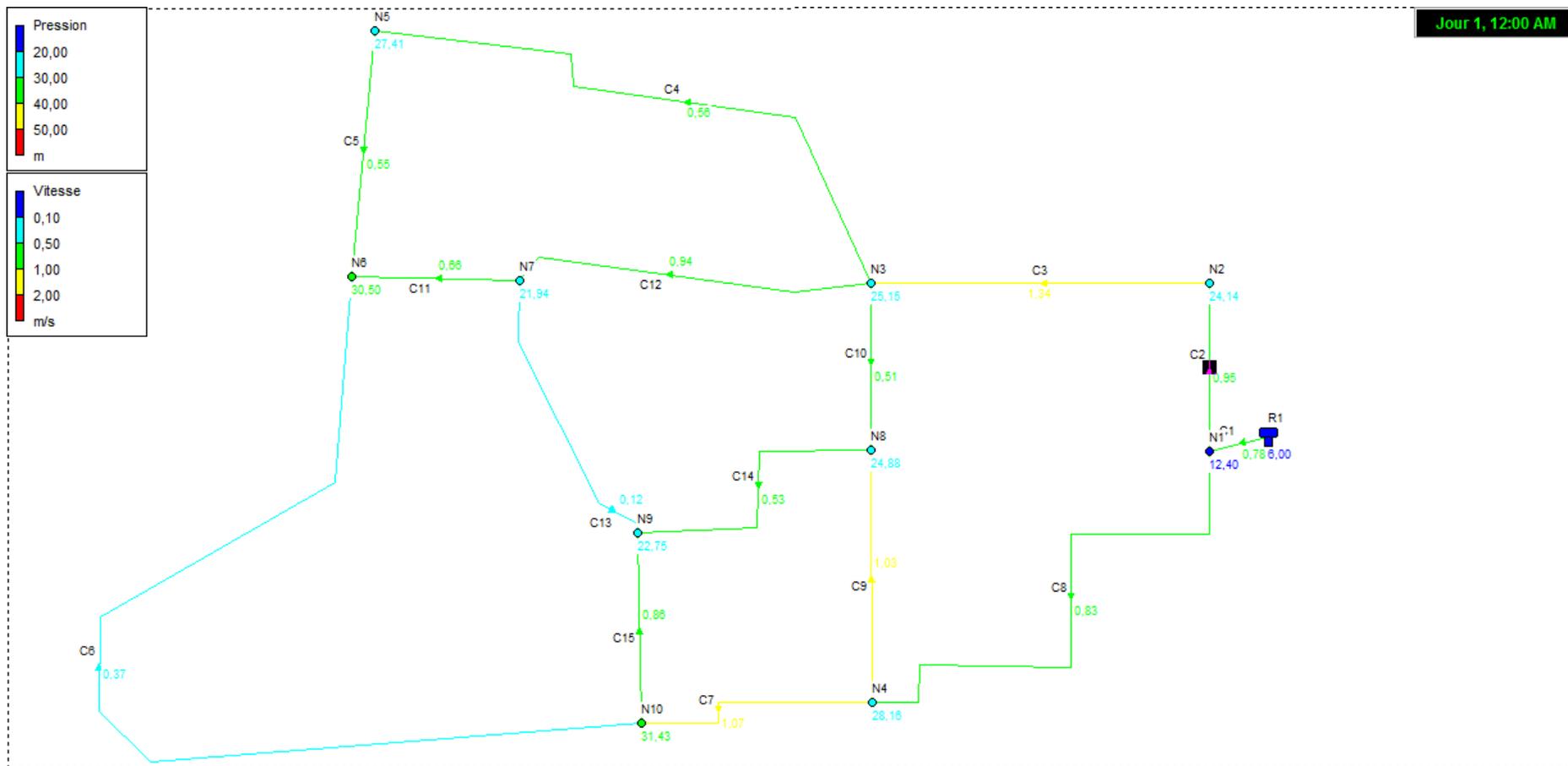


Figure III-1 : caractéristique hydraulique cas de pointe

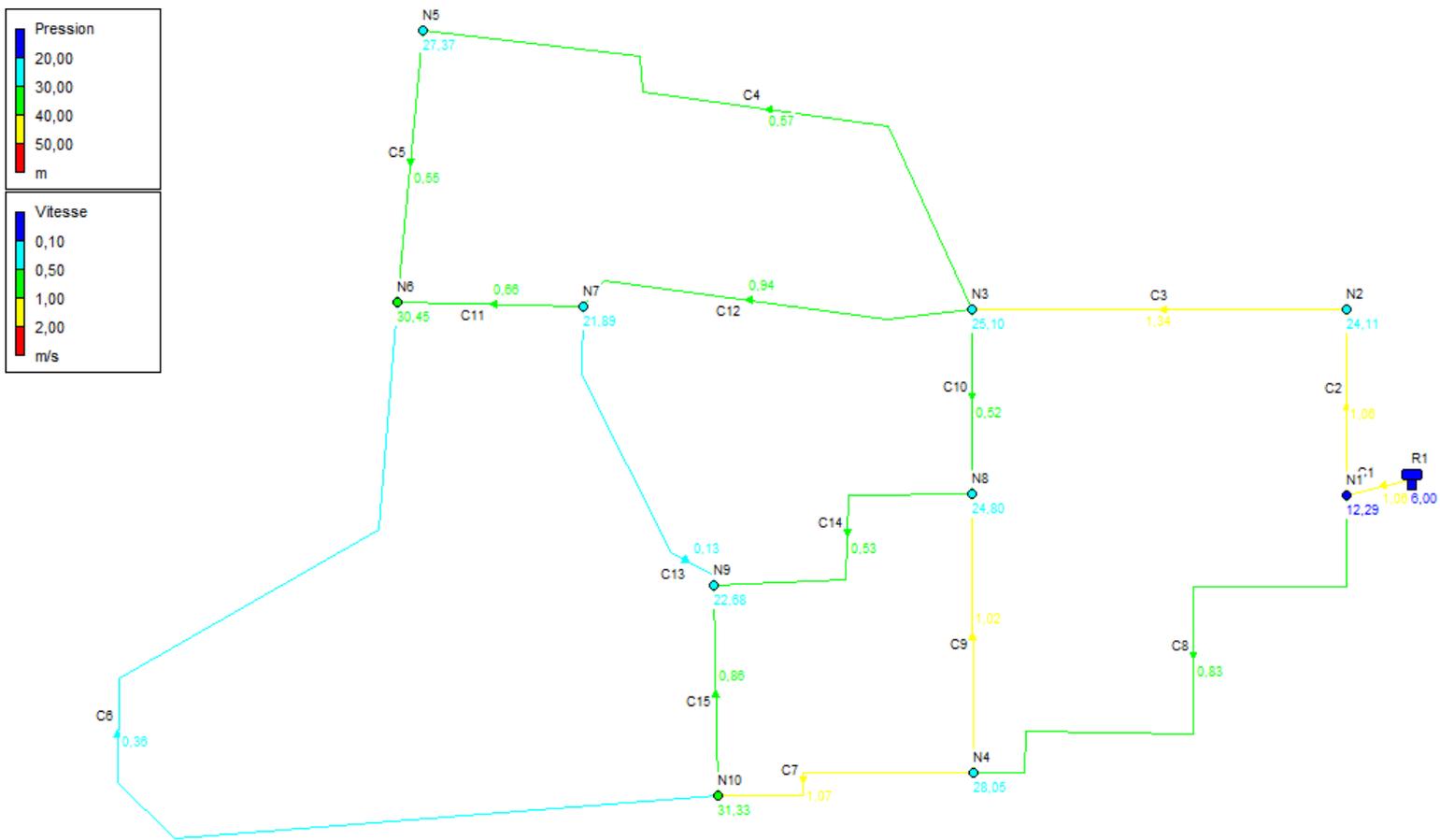


Figure III-2 : caractéristiques hydraulique cas de pointe plus incendie

III.5.5 Interprétation des résultats

III.5.5.1 Cas de pointe

Les vitesses : des vitesses faibles (inférieure à 0,5 m/s) ont été recensées pour quelques tronçons, il peut apparaître des dépôts de nature minérale à l'intérieure de ces derniers. Ce problème ne peut pas être évité, mais on peut recommander des curages périodiques des conduites soit par l'ouverture des vannes de vidanges, soit des bouches d'incendie.

Les pressions : des pressions au sol qui sont supérieures à 10 mètres colonne d'eau et ne dépassent pas les 60 mètres colonne d'eau sur nœuds de notre réseau sont acceptables dans ce cas les manœuvres de fermeture des vannes sur les conduites ou l'installation des réducteurs de pressions ne seront pas nécessaires sur le réseau.

III.5.5.2 Cas de pointe plus incendie

Les vitesses : dans notre cas le point le plus défavorable (le nœud N2) situé en tête du réseau, chose qui est rare, parce qu'il possède une cote de terrain naturelle très élevée. C'est pour cette raison que les vitesses sont similaires à celles trouvées dans le cas de pointe, sauf la vitesse du tronçon (R-1) et (1-2) reliant le réservoir par le nœud 1, là où la vitesse a augmenté pour atteindre 1.06m/s (une vitesse qui est toujours acceptable).

Les pressions : Nous remarquons que les pressions dans ce cas sont légèrement faibles par rapport au cas de pointe. En effet, la condition d'incendie est toujours satisfaite largement avec une pression de service égale à 24.11 m de colonne d'eau et une vitesse égal à 1,06 m/s.

Conclusion

A travers ce chapitre nous avons dimensionné le réseau de distribution de la zone de Bousseghoun dont le réseau est du type maillé, suite au calcul des différents débits et à l'aide du logiciel Epanet, après avoir lancé la simulation du réseau pour voir son comportement de point de vue vitesse et pression. Il a été obtenu des vitesses et des pressions conformes aux normes. Ces résultats trouvés nous permettent de satisfaire la demande sans avoir des problèmes de fonctionnement du réseau.

Réservoirs et stockages

IV Réservoirs et stockages

IV.1 Introduction

Après avoir évalué les besoins en eau de la population, il faut choisir un réseau qui permet l'alimentation en eau potable des localités en question, ce réseau comporte plusieurs éléments à savoir, des stations de pompage, des conduites de refoulement et de distribution, des ouvrages de stockage et des ouvrages de protection.

L'objectif de ce chapitre est de déterminer les ouvrages de stockage nécessaires pour le réseau étudié. Ce chapitre est consacré à l'étude des réservoirs nécessaires pour satisfaire les besoins futurs des zones à alimenter.

IV.2 Définition des réservoirs

Le réservoir est un ouvrage hydraulique de stockage d'eau qui se remplit au cours des faibles consommations et qui se vide pendant les périodes de fortes consommations journalières.

IV.3 Rôles des réservoirs

Les fonctions générales assurées par les réservoirs d'eau potable sont multiples et de nature à la fois technique et économique :

- Accumuler l'eau et faire face à la fluctuation de la demande en eau.
- Assurer la consommation pendant la panne (panne électrique, défaillance de la pompe).
- Garantir des pressions de service dans les réseaux de distribution.
- Régulariser le fonctionnement de pompage en permettant une marche uniforme des pompes.
- Laisser les forages reposer.
- Le stockage de la réserve d'incendie.
- Briser la charge dans le cas d'une distribution étagé.
- Il joue le rôle d'un relai (réservoir tampon).
- Le maintien d'eau à l'abri de la pollution et des variations des températures.

IV.4 Emplacement du réservoir

L'emplacement du réservoir à pour condition d'assurer une pression suffisante aux abonnés au moment de pointe, son site doit respecter les conditions suivantes :

- Ils doivent être placés à un niveau supérieur à celui de l'agglomération qu'ils desservent pour assurer une distribution gravitaire.
- L'altitude du réservoir, plus précisément du radier doit se situer à un niveau supérieur à la plus haute cote piézométrique exigée sur le réseau.
- Le site du réservoir doit être le plus proche possible de l'agglomération, à l'extrémité de la ville ou à proximité du centre important de la consommation tout en alimentant le point le plus défavorable.
- La topographie intervient et à une place prépondérante dans le choix de l'emplacement, de même que la géologie.

IV.5 Les types des réservoirs existant

D'après la situation et la topographie des lieux, les réservoirs peuvent être :

- Enterrés ;
- Semi-enterrés ;
- Surélevés, sur tour.

D'après leurs formes, ils peuvent être :

- Circulaire ;
- Carré ;
- Rectangulaires.

Ce réservoir reçoit l'eau à partir du forage RALA. Le choix de type est basé sur les avantages suivants :

- Economie sur les frais de construction.
- Etude architecturale très simplifiée.
- Conservation de la température constante de l'eau emmagasinée.

Tableau IV-1 : caractéristiques du réservoir existant :

Capacité du réservoir (m ³)	Cote de radier (m)	Type de réservoir
1000	1028	Semi-Enterré

IV.6 Détermination de la capacité du réservoir

La détermination de la capacité des réservoirs se diversifie d'une zone à une autre, et ça dépend des variations des débits à l'entrée des réservoirs et à la sortie, c'est à dire d'une

part du mode d'exploitation des ouvrages situé en amont et d'autre part de la variation de la demande.

En général, la capacité est calculée en tenant compte des variations journalières du jour de la plus forte consommation et de la réserve d'eau destinée à l'incendie.

IV.7 Principe de calcul

Pour estimer la capacité d'un réservoir, deux méthodes peuvent être appliquées :

IV.7.1 La méthode analytique :

Qui tient compte des débits d'apports et des débits de départs en ajoutant la réserve minimale destinée à l'incendie estimé de 120 m³. Elle se base sur l'utilisation du régime de variation de consommation. Donc le volume utile déterminé à l'aide de cette méthode est donnée par la formule :

$$V_u = \frac{\alpha \times Q_{max,j}}{100} \dots \dots \dots (13)$$

D'où :

V_u : capacité du résiduel (m³).

$Q_{max,j}$: débit maximum journalière (m³/j)

α : résidu maximal des restes des débits en pourcentage dans le réservoir

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

$$V_T = V_u + V_{inc} \dots \dots \dots (14)$$

V_T : capacité totale du réservoir (m³)

V_{inc} : volume d'incendie estimé à 120 m³.

IV.7.2 La méthode graphique :

Tient compte de la courbe de consommation totale (intégrale) et de la courbe d'apport du débit pompé en fonction de la durée de pompage. La capacité est déduite à partir des extremums de cumuls de la consommation vis-à-vis de celle des apports

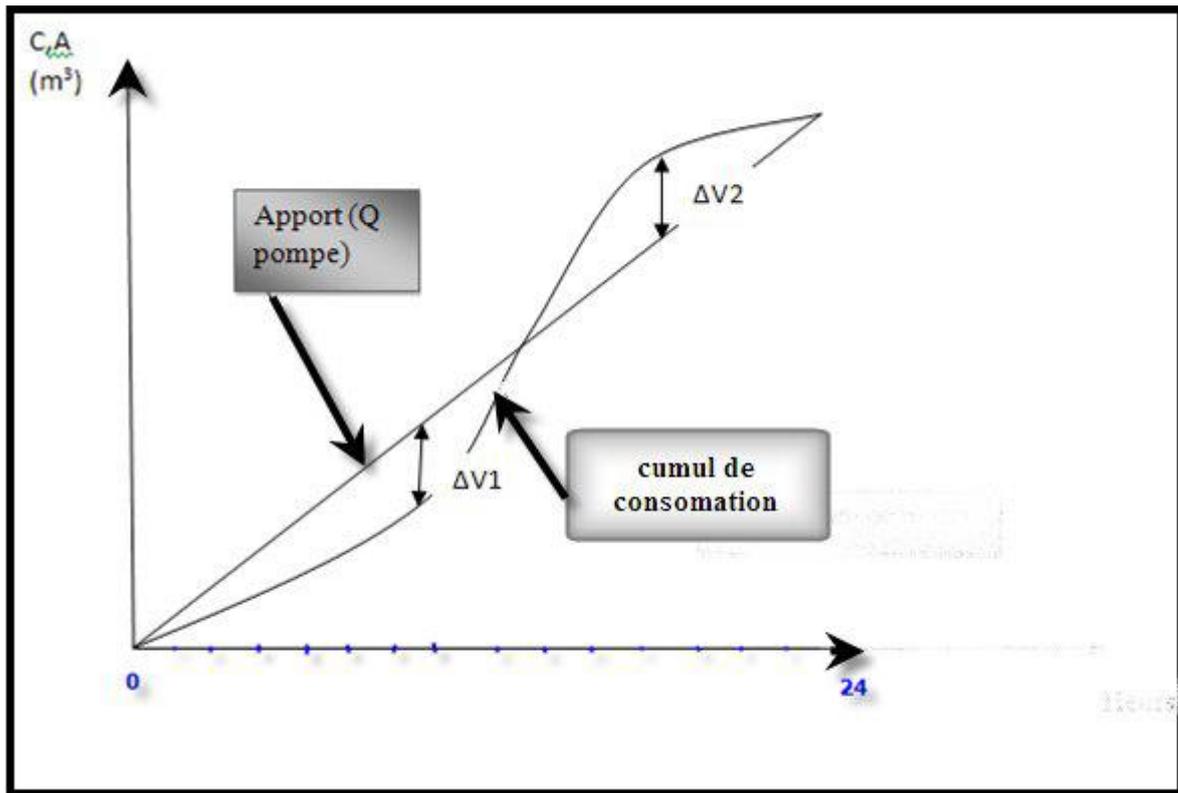


Figure IV -1 : graphe de consommation en fonction de l’apport.

Avec :

C,A : consommation, Apport.

V_u : volume utile : $V = \Delta V_1 + \Delta V_2$ (15)

ΔV_1 : écart inférieur entre l’apport et la consommation

ΔV_2 : écart supérieur entre l’apport et la consommation

IV.7.3 Besoin en stockage

Les résultats obtenus sur les besoins sont trouvés dans le tableau suivant :

Tableau IV-2 : besoin en stockage

désignation	horizon			
	2008	2015	2019	2039
Stockage existant (m³)	400	1000	1000	1000
Stockage nécessaire (m³)	735,64	800,74	829,99	1782,04
Excès / déficit (m³)	-335,64	199,26	170,01	-782,04

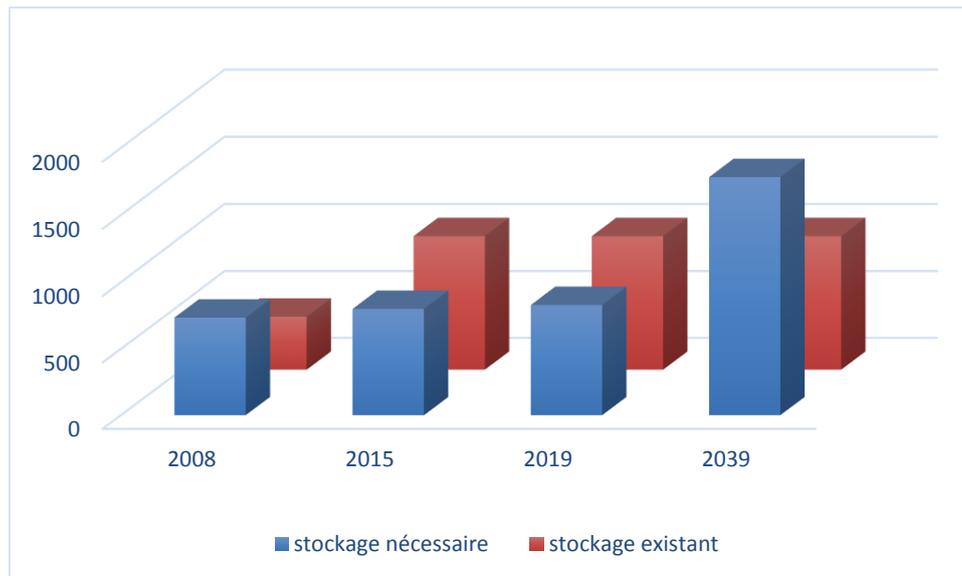


Figure IV-2 : Graphe de balance (stockage existant /stockage nécessaire)

IV.8 La détermination analytique de la capacité d'un réservoir d'alimentation

Connaissant le régime de consommation de l'agglomération ainsi que le régime de travail de la station de pompage, on détermine analytiquement la capacité du réservoir en supposant que le réservoir sera alimenté du 16/24. Le tableau suivant nous donne la capacité du réservoir sans prise en charge la réserve d'incendie.

Tableau IV-3: Détermination de la capacité du réservoir d'alimentation

heures	Consommation d'eau en %	Refoulement d'eau en %	Arrivée	départ	reste
0 – 1	1	0	-	-1	7,25
1 – 2	1	0	-	-1	6,25
2 – 3	1	0	-	-1	5,25
3 – 4	1	0	-	-1	4,25
4 – 5	2	0	-	-2	2,25
5 – 6	3	0	-	-3	-0,75
6 – 7	5	6,25	1,25	-	0,5
7 – 8	6,5	6,25	-	-0,25	0,25
8 – 9	6,5	6,25	-	-0,25	0
9 – 10	5,5	6,25	0,75	-	0,75
10 – 11	4,5	6,25	1,75	-	2,5
11 – 12	5,5	6,25	0,75	-	3,25
12 – 13	7	6,25	-	-0,75	2,5
13 – 14	7	6,25	-	-0,75	1,75
14 – 15	5,5	6,25	0,75	-	2,5
15 – 16	4,5	6,25	1,75	-	4,25
17 – 18	5	6,25	1,25	-	5,5
17 – 18	6,5	6,25	-	-0,25	5,25
18 – 19	6,5	6,25	-	-0,25	5
19 – 20	5	6,25	1,25	-	6,25
20 – 21	4,5	6,25	1,75	-	8
21 – 22	3	6,25	3,25	-	11,25
22 – 23	2	0	-	-2	9,25
23 – 24	1	0	-	-1	8,25

$$V_u = \frac{11.25+|-0.75|}{100} Q_{max,j} \dots\dots\dots(16)$$

$$V_u = 333.6 \text{ m}^3$$

$$V_T = 333.6+120 = 453.6 \text{ m}^3$$

Donc d’après le résultat une capacité de 500 m³ suffit pour assurer la distribution.

En tenant compte du fait que le réservoir existant est d’une capacité de 1000 m³, il faudra vérifier le fonctionnement du réseau avec celui-ci en multipliant le temps de remplissage et de vidange en 2 ce qui donnera 32 heures (qui va se faire en 2 jours).

IV.9 Forme et définition de la géométrie du réservoir :

Le dimensionnement du réservoir circulaire est déterminé par les relations suivantes :

H : hauteur du réservoir varie de 3 à 6 m, cette hauteur peut atteindre 7 à 8 m dans les grands ouvrages, on notre cas on prend H= 6m.

$$S = \frac{V}{H} = \frac{500}{6} = 83.33 \text{ m}^2$$

$$D = \sqrt{\frac{4S}{\pi}} = 10.3 \text{ m}$$

$$\frac{H}{D} = \frac{6}{10.3} = 0.58$$

La condition $\frac{H}{D} = 0.7$ n'est pas donc on prend H=7 et D= 10m.

$$V = \frac{D^2 \times \pi}{4} \times H = \frac{10^2 \times \pi}{4} \times 7 = 549.5 \text{ m}^3$$

Donc d'après le résultat une capacité de 600 m³.

IV.10 Equipement des réservoirs

IV.10.1 Conduite d'arrivé :

L'arrivée d'eau dans le réservoir se fait par surverse en chute libre. Cette disposition permet aux pompes d'avoir une HMT constante. L'inconvénient est que la chute de l'eau du forage peut entartre le réservoir.

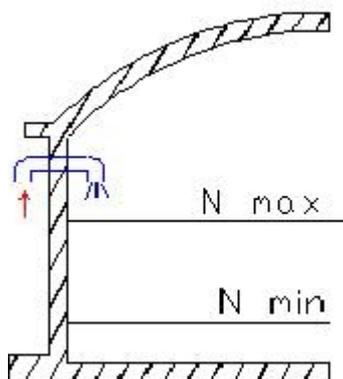


Figure IV-3 : conduite d'arrivé

IV.10.2 Conduite de départ :

Le départ de la distribution se situe au minimum à 15 cm au-dessus du radier afin d'éviter l'introduction dans la distribution des boues et sable qui pourraient éventuellement décanter dans le réservoir. On réserve au minimum 0.5m au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite en cas d'abaissement maximal du plan d'eau.

L'extrémité est munie d'une crépine courbé pour éviter le phénomène de vortex (pénétration d'air dans la conduite). Un robinet vanne – papillon est aménagé sur le départ de

la conduite qui se manifestera en cas de surverse. La conduite est en PEHD de diamètre de 315mm. La vitesse moyenne d'écoulement est de 1.17 m/s.

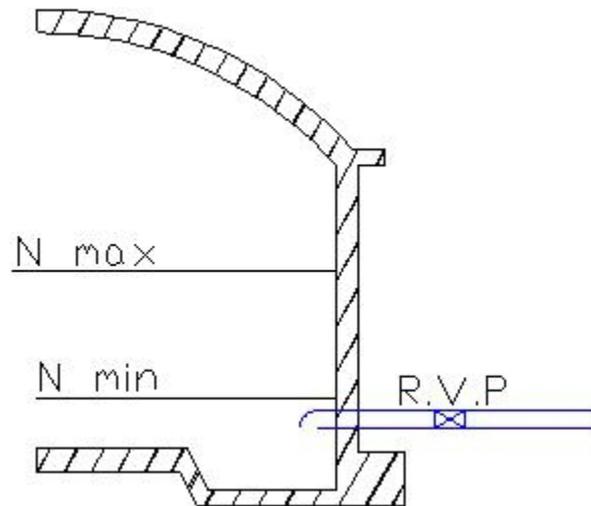


Figure IV-4 : conduite de départ

IV.10.3 Conduite de trop plein :

Cette conduite permet d'évacuer l'excès d'eau arrivant au réservoir en cas où une pompe ne s'arrête pas. Sa section transversale sera disposée selon un plan horizontal situé à une distance h au-dessous du niveau maximal susceptible d'être atteint dans la cuve.

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

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

IV.10.4 Conduite de vidange :

Elle permet la vidange du réservoir en cas de nettoyage ou de réparation. Elle est munie d'un robinet vanne et se raccorde généralement à la conduite de trop-plein. Le robinet vanne doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter les dépôts de sable (difficulté de manœuvre).

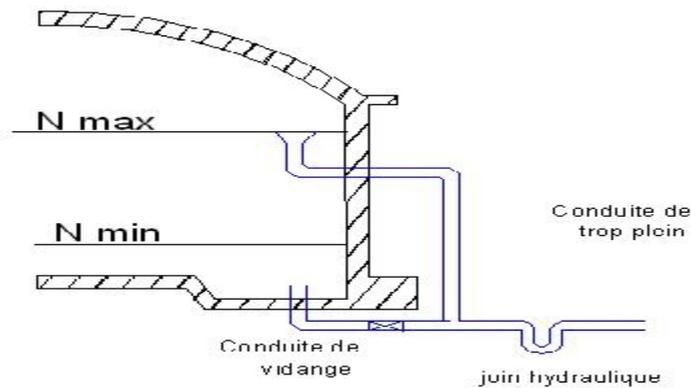


Figure IV-5 : conduite de trop-plein et conduite de vidange

IV.10.5 Conduite by-pass :

Elle relie la conduite d'arrivée et la conduite de départ dans le cas d'un réservoir. En cas de nettoyage ou réparation du réservoir, elle est utile pour maintenir l'alimentation du réseau.

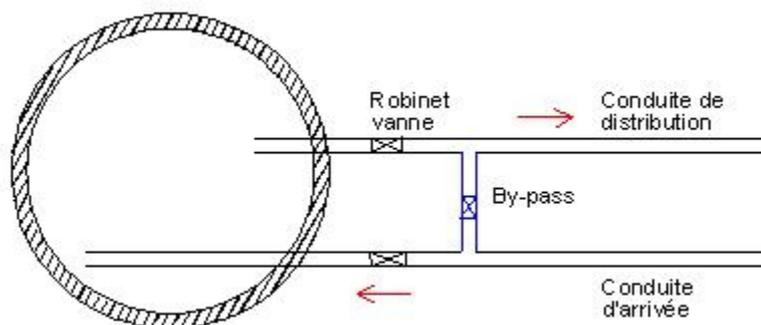


Figure IV-6 : vue en plan de la conduite by-pass

IV.10.6 Matérialisation de la réserve d'incendie

- 1) **Système à siphon** : le siphon se désamorce quand le niveau de la réserve est atteint, grâce à l'évent, pour que la réserve ne soit pas entamée. Ainsi la réserve est constamment renouvelée tout en restant disponible tout le temps.
- 2) **Système à deux prises** : rarement utilisé du fait de l'existence d'une tranche d'eau morte (la réserve de sécurité n'est pas convenablement renouvelée).

IV.11 Quelques recommandations sur les réservoirs

- 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 en amont et à l'aval immédiats 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.

Conclusion :

La détermination de la capacité des réservoirs d'alimentation nous permet de savoir s'il y a intérêt de projeter un nouveau réservoir ou non, selon notre calcul nous avons trouvé un volume nécessaire de **600m³** inférieur à la capacité du réservoir existants qui est **1000 m³**. De ce fait, nous maintenons le réservoir existant en fonction sans en projeter de nouveau.

Etude d'adduction et de pompage

V Etude d'adduction et de pompage

V.1 Introduction

L'adduction des eaux est le transport de l'eau du point de captage vers le point de consommation. Ces points sont généralement éloignés l'un de l'autre. Pour obtenir le diamètre permettant d'écouler le débit souhaité en respectant les conditions de vitesse et de pression, nous avons fait une étude technico-économique.

V.2 Type d'adduction

On distingue trois types d'adduction :

V.2.1 Adduction gravitaire :

C'est une adduction où l'écoulement se fait gravitairement. Ce type d'adduction apparaît dans le cas où la source se situe à une cote supérieure à celle de l'ouvrage d'arrivée. Il existe deux types d'adduction gravitaire :

- Adduction en charge (le plus souvent)
- Adduction à surface libre (canaux à ciel ouvert ou aqueducs fermés)

V.2.2 Adduction par refoulement :

Ce type d'adduction est dans le cas où la cote de la source est inférieure à celle de l'ouvrage d'arrivée. L'écoulement se fait à l'aide d'un système de pompage installé en amont de l'ouvrage d'arrivée (écoulement sous pression).

V.2.3 Adduction mixte :

Cette adduction est rencontrée lorsque le relief du site nous exige un ouvrage intermédiaire (réservoir tampon) recevant l'eau gravitairement (ou par refoulement), et que cette eau est par la suite refoulée (ou envoyée gravitairement) le réservoir de l'agglomération (Hydraulique Urbain 1)

V.3 Critères du choix du tracé :

V.3.1 Tracé en plan :

- Le tracé doit être le plus court possible.
- Les conduites sont posées le long des voies de communication existantes (les routes)
- Eviter les aires boisées.
- Respecter l'ordre de l'emplacement du réseau en cas d'encombrement.

V.3.2 Profil en long :

- Il est important de rechercher un profil en long aussi régulier que possible.
- Eviter les contre pentes qui peuvent générer aux points aux des cantonnements d'air.
- Eviter les traversées d'oueds, les zones marécageuses, les voies ferrées autant que possible.
- Eviter la traversée des massifs boisés.

V.4 Le choix du type de matériaux

Le choix du type de tuyaux est basé sur les critères d'ordre technique à savoir le diamètre la pression supportée, les conditions d'installation, type de sol (agressivité), bonne étanchéité, facilité d'entretien, d'ordre économique, qui reposant sur la disponibilité au marché, prix dans le marché et le transport.

Le choix du type de canalisation destiné à l'adduction d'eau de la présente étude est porté sur le PEHD, puisqu'il présente plus d'avantages (une longue vie, résiste mieux aux remblais, déviation angulaire des tubes, montage simple).

V.5 Description du schéma du tracé

Le système d'adduction retenue est purement adduction par refoulement. Le point de démarrage est le forage RALA de Boussemghoun qui se situe à la côte **1101m**. L'eau sera pompée avec un débit de **33l/s** jusqu'à le réservoir de Boussemghoun à une côte de **1028m** sur un linéaire de **9.452 km**.

V.6 Proposition des variantes de tracées

Dans le but d'acheminer l'eau pour le réseau d'alimentation en eau potable de la ville de Boussemghoun, plusieurs variantes peuvent se projeter. Ces variantes qui sont proposé doivent transférer l'eau en quantité suffisante et prendre en considération le développement d'agglomération. On doit choisir celle qui ne présente pas des contraintes pendant la réalisation.

Du point de vue technico-économique, on opte pour un tracé qui suit le chemin de la route entre Boussemghoun et Nekhaila dans le but d'éviter les terrains rocheux et la traversé des fermes.

Dans notre cas, le tracé présente un linéaire total d'environ **9,452 Km**.



FigureV.1 : Schéma vertical du Variante

V.7 Etude technico-économique

V.7.1 Cas de refoulement

Pour établir une conduite de refoulement, il faut tenir compte non seulement de l'aspect technique mais aussi de l'aspect économique. Dans ce cas il existe un diamètre économique pour la conduite de refoulement qui résulte d'un compromis entre les frais d'amortissement qui croissent avec l'augmentation du diamètre et les frais d'exploitation qui décroissent quand le diamètre augmente.

V.7.2 Diamètre économique

Le diamètre économique peut être déterminé par la formule suivante :

$$D_{éc} = E^{\frac{1}{\alpha+m}} Q^{\frac{\beta+1}{\alpha+m}} \dots\dots\dots(17)$$

Où :

E : le facteur économique pouvant être déterminé par la relation suivante :

$$E = 10M \times \sigma \times \gamma \dots\dots\dots(18)$$

M : coefficient dépendant du type de matériau

σ : prix du KWH

γ : coefficient de l'irrégularité de la consommation et du régime de travail de la station de pompage

$$\gamma = \frac{1}{K.K_j.K_h} \dots\dots\dots(19)$$

K : coefficient d'augmentation annuelle de la consommation d'eau, variant de 1.03 à 1.04

K_J : coefficient de variation journalière de la consommation variant de 1.1 à 1.3

D'après le chapitre II K_j = 1.2

K_h : coefficient de variation horaire de la consommation qui dépend du régime de consommation

D'après le chapitre(II) K_h = 1.86

$$\gamma = \frac{1}{1.04 \cdot 1.2 \cdot 1.86} = 0.43$$

α : coefficient tenant compte du lien investissement –diamètre

β : exposant tenant compte du régime d'écoulement

m : exposant tenant compte le type de matériau

Tableau V-1 :valeurs de m et α

Matériau du tuyau	M	α
Acier	0.92	1.4
Fonte	0.43	1.6
Plastique	0.13	1.9

V.7.3 Cas de la conduite de refoulement avec plusieurs tronçons :

Pour chaque tronçon (j) formant le réseau, le diamètre économique se calcule d'après l'expression suivante :

$$D_{éc} = E^{\frac{1}{\alpha+m}} C_j^{\frac{\beta}{\alpha+m}} Q^{\frac{\beta+1}{\alpha+m}} \dots\dots\dots(20)$$

C_j : rapport du débit du tronçon considéré sur le débit du tronçon en tête du réseau :

$$Q_j = C_j \cdot Q_p \dots\dots\dots(21)$$

Les formules utilisées pour le calcul des diamètres économiques des conduites de refoulement sont les suivants :

V.7.4 La formule de BRESSE :

$$D_{ec} = 1.5 \times \sqrt{Q} \dots\dots\dots(22)$$

Avec Q : débit en m³/s

V.7.5 La formule de BONNIN :

$$D_{ec} = \sqrt{Q} \dots\dots\dots(23)$$

Avec Q : débit en m³/s

V.7.6 La formule de Munier :

$$D_{ec} = (1 + 0.02n)\sqrt{Q} \dots\dots\dots(24)$$

Avec n : nombre d'heures pompages
 Q : débit en m³/s

V.7.7 Formules de Vuibert :

Pour les conduites en fonte

Pompage continu :

$$D_{éc} = 1.547 \left(\frac{\sigma}{f}\right)^{0.154} Q^{0.46} \dots\dots\dots(24)$$

Pompage 10/24 :

$$D_{éc} = 1.35 \left(\frac{\sigma}{f}\right)^{0.154} Q^{0.46} \dots\dots\dots(25)$$

Avec σ : prix du Kwh d'énergie
 f : prix du kg de fonte

Remarque :

On remarque que les deux formules (BRESSE et BONNIN) ne tiennent compte que le débit comme paramètre influent sur le diamètre et un coefficient économique égal à (1.5 ou 1). Elles sont utilisées seulement dans les courtes adductions.

Et les deux formules (MUNIER et VUIBERT) ne peuvent pas être utilisés dans notre cas car le régime de pompage (16) et les conduites sont en PEHD.

Les formules cités ci-dessous nous donnent des diamètres calculés on doit les normaliser par la méthode des tableaux. Cette méthode tient compte les frais d'amortissement et frais d'exploitation.

V.7.8 Les frais d'exploitation

V.7.8.1 Calcul des pertes de charge

V.7.8.1.1 Perte de charge linéaires :

Les pertes de charges linéaires dépendent :

- Du diamètre D de la conduite en (mm)
- Du débit Q en (m³/s)
- De la rugosité absolue ε en (mm)
- De la longueur du tronçon L en (m)

$$\Delta H_L = J \times L = \frac{\lambda LV^2}{D^5g} \dots\dots\dots(26)$$

Sachant que $Q=V*S \rightarrow \Delta H_l = \frac{8 \lambda L Q^2}{g \pi^2 D^5} \dots \dots \dots (27)$

En tenant compte du matériau de la conduite et le régime d'écoulement, on déduit la formule des pertes de charge :

$$\Delta H_l = \frac{K' L Q^\beta}{D^m} \dots \dots \dots (28)$$

V : vitesse moyenne d'écoulement en m/s

J : gradient hydraulique (m/m)

β : exposant tenant compte du régime d'écoulement

m : exposant tenant compte le type de matériau

Tableau V-2 : valeurs des coefficients K', m et β pour différents type de matériau

tuyau	K'	M	β
Acier et fonte	0.00135-0.00179	5.1÷5.3	1.9÷ 2
Amiante-ciment	0.00118	4.89	1.85
Plastique	0.001052	4.774	1.77

λ : coefficient en fonction de ϵ, D, Re

Pour un régime turbulent rigoureux λ est obtenue par la formule de Nikuradzé :

$$\lambda = (1.14 - 0.86 \ln \frac{\epsilon}{D})^{-2} \dots \dots \dots (29)$$

Re : nombre de Reynolds est calculé comme suit :

$$Re = \frac{V \times D}{\nu} \dots \dots \dots (30)$$

ν : viscosité cinématique de l'eau donné par la formule de Stocks :

$$\nu = \frac{0.0178}{(1+0.0337 \times t + 0.00022 \times t^2)} \dots \dots \dots (31)$$

t : température de l'eau en degré :

à $t=20^\circ C \quad \nu=0.01 \text{ stocks} = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$

ϵ : rugosité du matériau pour le PEHD varie entre 10^{-3} et $2 \times 10^{-3} \text{ mm}$.

V.7.8.1.2 Perte de charge singulières

Elles sont estimées de 10 à 15 % des pertes de charge linéaires :

$$\Delta H_s = 0.1 \Delta H_L \dots \dots \dots (32)$$

V.7.8.1.3 Perte de charge totales

$$\Delta H_T = \Delta H_L + \Delta H_s = 1.1 \Delta H_L \dots \dots \dots (33)$$

V.7.8.2 Calcul de la hauteur manométrique totale :

La hauteur manométrique totale est la somme des pertes de charges et la hauteur géométrique :

$$H_{MT} = H_g + \Delta H_T \dots \dots \dots (34)$$

H_g : la hauteur géométrique en m

ΔH_T : perte de charge total en m

V.7.8.3 Puissance absorbée par la pompe

La puissance absorbée par la pompe est définie comme suit :

$$P = \frac{\rho g Q \times H_{MT}}{\eta} \dots \dots \dots (35)$$

Avec :

η : rendement de la pompe (65 – 90)%

Q : débit refouler par la pompe en (m³/s)

g : pesanteur (9.81 m²/s)

Energie consommée par la pompe

$$E = P \times T \times 365 \text{ en KWH} \dots \dots \dots (36)$$

t : c'est le temps de pompage par jour en heure

P : puissance de la pompe en KWH

V.7.8.4 Calcul des frais d'exploitation

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

$$F_{ex} = E \times e \text{ en (DA)} \dots \dots \dots (37)$$

Avec :

E : énergie consommée par la pompe en KWH

e : prix unitaire d'un KWH imposé par la SONELGAZ (e=4.67 DA).

V.7.9 Frais d'amortissement

Ils augmentent avec le diamètre de la canalisation. On doit tenir compte de l'annuité (A) d'amortissement

$$A = \frac{i}{(i+1)^{n-1}} + i \dots \dots \dots (38)$$

Avec :

i: taux annuité annuel Algérie $i = 8\%$

n : nombre d'années d'amortissement $n=20$ ans

$$A = \frac{0.08}{(0.08 + 1)^{20} - 1} + 0.08 = 0.10185 = 10.185\%$$

Les frais d'amortissement sont donnés par la formule suivante

$$F_{am} = P_i \times A \quad (\text{DA}) \dots\dots\dots(39)$$

Avec :

P_i : prix du mètre linéaire de la canalisation et le prix du terrassement en mètre linéaire.

A : amortissement annuel

V.8 Choix des pompes :

La situation du forage et sa cote son données. Il reste à déterminer les caractéristiques des pompes des forages qui ont une double fonction : aspirer et refouler l'eau vers le réservoir. Dans cette partie, on va parler des moyens de pompage des eaux souterraines ainsi que les conditions de leurs installations.

V.8.1 Choix du type d'installation

Le choix du type de pompage se fait en fonction du niveau dynamique de la nappe par rapport au sol.

- Quand la nappe se trouve relativement proche de la surface du sol 5 à 6 m on utilise les pompes centrifuges à axe horizontale.
- Quand la nappe se trouve à une profondeur de 10 à 100 m par rapport au niveau du sol, on utilise **les groupes électropompes immergées.**

Pour notre ouvrage de production (RALA) le niveau dynamique se trouve à une profondeur de **53.17 m.**

V.8.1.1 Les groupes immergés

V.8.1.1.1 Description

La pompe immergée est une pompe très utilisée dans les forages où la hauteur d'aspiration dépasse les sept mètres. Elle a les mêmes constituants qu'une pompe de surface sauf qu'elle est immergée dans l'eau, elle peut comporter une ou plusieurs cellules Elle peut avoir soit uniquement la pompe immergée ou aussi la pompe et le moteur immergée. Dans le deuxième cas une étanchéité doit être parfaite, c'est pourquoi les réparations doivent être effectuées par des organismes spécialisés.

V.8.1.1.2 Condition d'installation

- Les groupes immergés ne doivent en aucun cas reposer sur le radier du forage ni venir s'appuyer contre la paroi du forage.

- Une circulation d'eau suffisante doit être assurée autour du Moteur En standard, une circulation forcée doit être assurée autour du moteur en fonction de la température du liquide véhiculé.
- La température maximale admissible T_{max} et la vitesse d'écoulement requise mini autour du moteur sont indiquées sur la plaque signalétique et dans la confirmation de commande. La vitesse d'écoulement requise est fonction du diamètre extérieur du moteur et des conditions d'installation suivantes.
- La formation de vortex pouvant entraîné l'aspiration d'air ou la marche à sec du palier supérieur de la pompe doit être évitée. La pompe ne doit jamais fonctionner à sec. En cas de rendement insuffisant du forage ou variations importantes du niveau d'eau, installer impérativement un dispositif de protection.
- La profondeur d'immersion X des groupes doit être $\geq 0,5m$.

V.8.2 Critères du choix du type de pompe

Il existe plusieurs contraintes qui doivent être prises en considération pour faire le bon choix du type de pompe qui s'adapte à notre installation.

- Assurer le débit appelé et la hauteur manométrique totale.
- Meilleur rendement.
- Vérifier la condition de non cavitation.
- Encombrements et poids les plus faibles
- Vitesse de rotation la plus élevée.
- Puissance absorbée minimale.
- $(NPSH)_r$ minimale.

Dans notre projet, on utilise le logiciel CAPRARIE, il nous donne avec précision les caractéristiques de différentes pompes en fonction du débit et de la hauteur manométrique voulus.

V.9 Calcul hydraulique

V.9.1 Détermination du diamètre économique

V.9.1.1 Calcul des frais d'exploitation

Il faut d'abord déterminer les pertes de charge engendrées dans les canalisations de diamètres normalisés : $D_{n1} \dots D_{nm}$. Connaissant la hauteur géométrique H_g , on peut déterminer les hauteurs manométriques totales (H_{MT}).

Les résultats trouvés sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V-3 : calcul de la H_{MT}

Diamètre (mm)	v (m/s)	Re	λ	Longueur (m)	ΔH_T (m)	H_{MT} (m)
125	3,77738349	366406,199	0,00824209	9452	642,488036	656,318036
160	2,30404711	286162,651	0,00793294	9452	179,685305	193,515305
200	1,47554043	229003,874	0,00766892	9452	57,0114803	70,8414803
250	0,94240177	183014,425	0,00741639	9452	17,9735044	31,8035044
315	0,59404814	145304,175	0,00716927	9452	5,48124173	19,3112417
400	0,3684102	114428,208	0,00692621	9452	1,60389141	15,4338914
500	0,23560044	91507,2123	0,0067098	9452	0,50815932	14,3381593
630	0,14839068	72622,3974	0,00649651	9452	0,15489835	13,9848983

Tableau V-4 : Calcul des frais d'exploitation

Diamètre (mm)	P (k watt)	E (KWh)	F_{ex} (DA)
125	224,5419876	1311325,208	6123888,7205
160	66,20618196	386644,1026	1805627,9593
200	24,2365529	141541,469	660998,6600
250	10,88073418	63543,48759	296748,0870
315	6,606834437	38583,91311	180186,8742
400	5,280300805	30836,9567	144008,5878
500	4,905424836	28647,68104	133784,6705
630	4,784565866	27941,86466	130488,5080

V.9.1.2 Calcul du frais d'amortissement

Tableau V-5 : Calcul des frais d'amortissement

Diamètre (mm)	Prix ml (DA)	Longueur (m)	F_{am} (DA)
125	224,5419876	1311325,208	6123888,7205
160	66,20618196	386644,1026	1805627,9593
200	24,2365529	141541,469	660998,6600
250	10,88073418	63543,48759	296748,0870
315	6,606834437	38583,91311	180186,8742
400	5,280300805	30836,9567	144008,5878
500	4,905424836	28647,68104	133784,6705
630	4,784565866	27941,86466	130488,5080

Tableau V-6 : le bilan des frais d'exploitation et les frais d'amortissement

Diamètre (mm)	F _{am} (DA)	F _{ex} (DA)	Bilan (DA)
125	12039390,4800	6123888,7205	18163279,2005
160	1994137,0753	1805627,9593	3799765,0345
200	3121259,7051	660998,6600	3782258,3651
250	4855298,2228	296748,0870	5152046,3099
315	7418353,9617	180186,8742	7598540,8359
400	11955099,3210	144008,5878	12099107,9088
500	18615694,0941	133784,6705	18749478,7646
630	29575895,73	130488,508	29706384,2428

Le bilan minimum est pour le diamètre **200 mm** et une vitesse égale à 1.69 m/s qui est vérifié.
 Donc le diamètre économique est **200 mm**

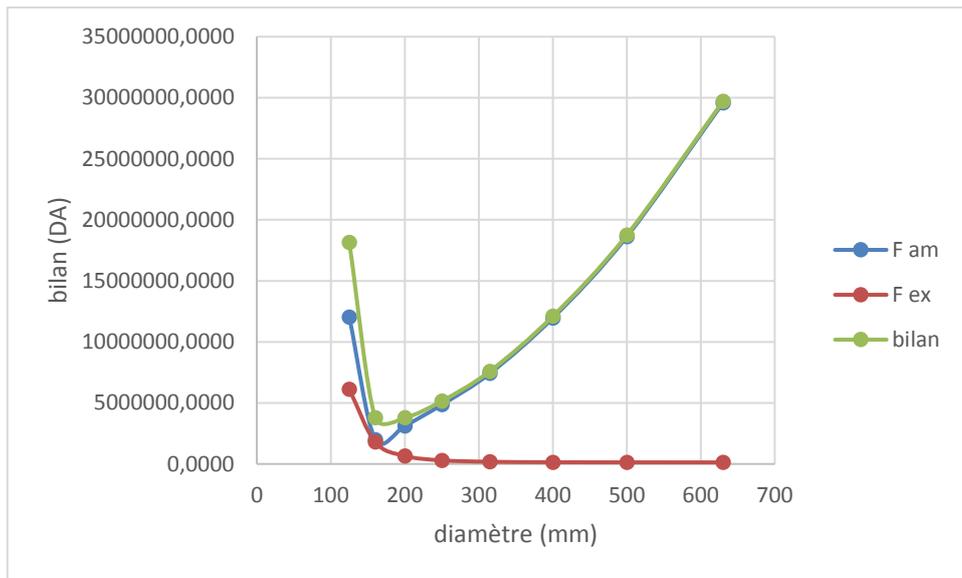


Figure V - 2 : Bilan (frais d'amortissement/frais d'exploitation)

V.10 Choix des pompes immergées :

Détermination de la hauteur d'élévation de la pompe

$$H = H_g + \Delta H_T + P_{ex} \dots \dots \dots (40)$$

Avec :

H_g : hauteur géométrique (m)

ΔH_T : perte de charge totale

P_{ex} : pression d'exore de 1 à 1.5 m

$$P_{ex} = 1.5 \text{ m}$$

$$H_g = C_{TP} - C_{PE} = 1034 - 1047.83 = 13.83 \text{ m}$$

Avec :

C_{TP} : cote trop plein

C_{PE} : cote plan d'eau

$$H = 13.83 + 57.01 + 1.5 = 72.34 \text{ m}$$

Le tableau suivant résume les caractéristiques de chaque pompe choisie d'après le logiciel CAPRARI :

Tableau V-7 : les caractéristiques de chaque pompe choisie d'après le logiciel CAPRARI :

Variante	Q_{ref} (l/s)	HMT (m)	Pompe choisis	η (%)	nombre de tours (tr/min)	Pabs K Watt	(NPSH)r (m)
1	27.6	79.7	E9S50/5A+MC840	79.1	2900	29.7	4.66
2	28.9	76.4	E9S50/5A+MC840	78.5	2900	27.7	4.58
3	28.2	73.7	E8S64/4A+MCH640	75.7	2900	27	3.73
4	28.3	74	E10R40/4B+MC840	73.3	2900	28	4.57

D'après le tableau précédent la variante qui convient le plus à notre cas est celle de la variante N°3 car elle remplit les exigences techniques du projet en termes de débit (27.9 l/s) et de charge (72.34 mce) et elle représente également de meilleures caractéristiques du point de vu en rendement, (NPSH)r.

Courbes caractéristiques des pompes

Les performances des pompes sont généralement indiquées à l'aide des courbes rassemblant les grandeurs physiques nécessaires au choix. Les différentes courbes caractéristiques sont :

- Courbe de la hauteur en fonction du débit : [H-Q]
- Le rendement en fonction de débit [η - Q]
- La courbe de la puissance en fonction de débit : [Pabs - Q]
- La courbe de NPSH en fonction de débit : [(NPSH)r - Q]

Ces courbes individuelles sont tirées du catalogue des pompes CAPRARI après le choix du type pompe immergée.

Voici les différentes courbes caractéristiques notre pompe choisie :

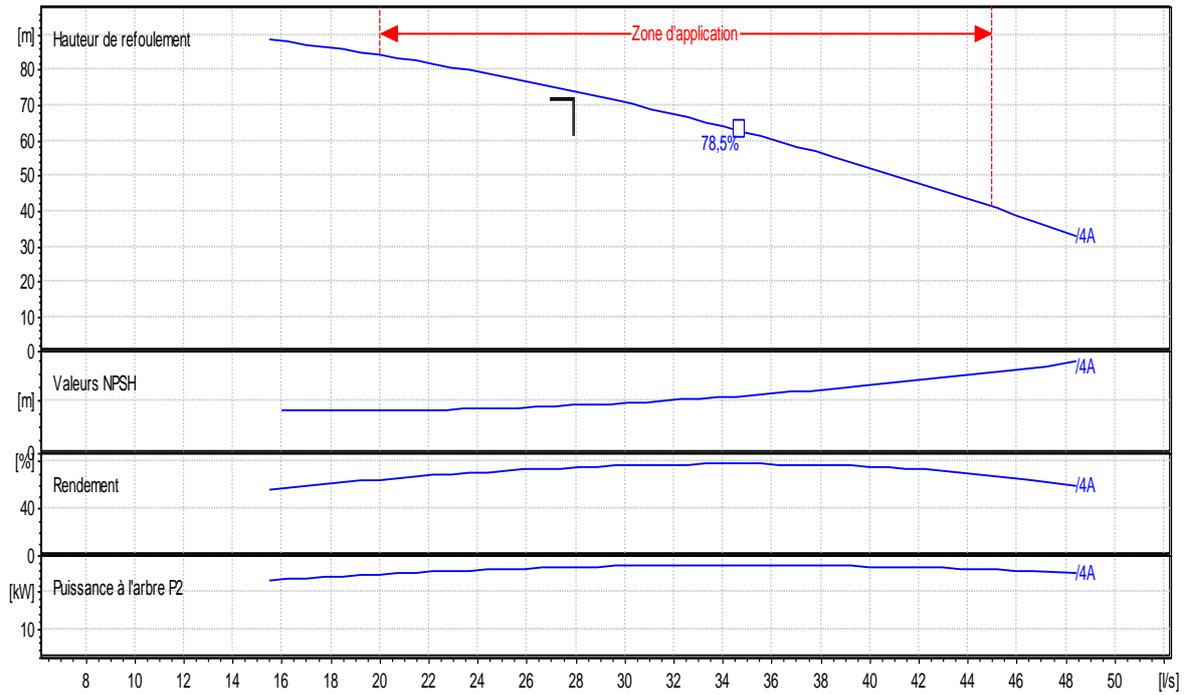


Figure V-3 : courbes caractéristiques pour la pompe type **E8S64/4A+MCH640**

V.10.1 Dimension de la pompe :

Les dimensions de la pompe sont représentées d'après le catalogue CAPRARI dans la figure suivante :

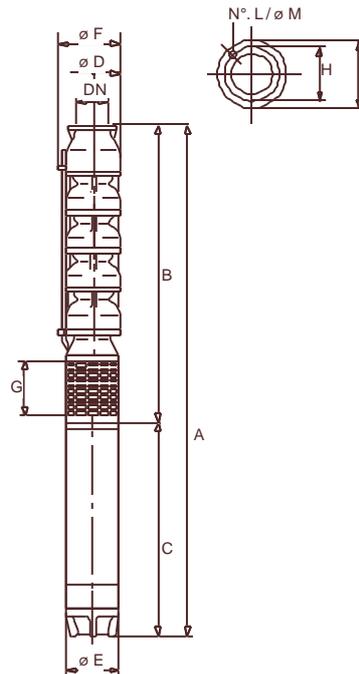


Figure V-4 : les dimensions de la pompe choisi

A=2157	DN=240	H=206
B =1010	E=191	I=234
F=250	L=6	
D=240	G=198	M=16

V.10.2 Points de fonctionnement des pompes :

Le point de fonctionnement d'une pompe est l'intersection entre la courbe caractéristique de la pompe installée et en fonctionnement [H-Q] et la courbe caractéristique de la conduite refoulant un débit de la pompe en fonctionnement [Hc-Q].

La courbe caractéristique de la pompe est donnée par le constructeur ou par les essais de pompage tandis que la courbe caractéristique de la conduite est déterminée par l'installateur de la pompe. La pompe fonctionnera dans de bonnes conditions si le point de fonctionnement se trouve dans la zone non cavitation et le débit lui correspondant dans la plage de bon fonctionnement pour un rendement optimal.

V.10.3 Courbe caractéristique de la conduite

La courbe caractéristique de la conduite est une parabole dont l'équation suivante :

$$H_c = H_g + \Delta H_T \dots\dots\dots(41)$$

Avec :

H_g : hauteur géométrique (m) ;

ΔH_T : perte de charge totale occasionnée par la conduite (m) ;

V.10.4.1 Débit disponible (point de fonctionnement) > Débit appelé :

Si le débit pompé est supérieur à la demande, on corrige cet excès par un des modes de réglage suivants :

- **Réglage qualitatif :** c'est la réduction de la vitesse de rotation de la pompe si elle est variable c'est à dire qu'on a un moteur à vitesse variable.
 - **Réglage quantitatif :** appelé aussi vannage, c'est la fermeture partielle du robinet vanne de refoulement.
- ✓ **Vannage :**

Le rendement de l'installation après vannage est tel que :

$$\eta_{apr\ vannage} = \eta_{avant\ vannage} \times \frac{H_{app}}{H_{app} + H_v} \dots \dots \dots (44)$$

Avec :

$\eta_{apr\ vannage}$: rendement d'installation après vannage (%) ;

$\eta_{avant\ vannage}$: rendement d'installation avant vannage (%) ;

H_{app} : hauteur manométrique appelée (m) ;

H_v : différence entre H et la hauteur appelée (m) :

$$H_v = H - H_{app} \dots \dots \dots (45)$$

H : hauteur correspondant à la projection du débit appelé sur la courbe caractéristique de la pompe (H-Q) (m).

- ✓ **Rognage :** C'est la diminution du diamètre extérieur de la roue de la pompe de telle façon à refouler le débit appelé.

En utilisant les lois de similitude, on obtient l'équation de la droite de rognage :

$$H = \frac{H_{app}}{Q_{app}} \times Q \dots \dots \dots (46)$$

Avec :

Q_{app} : débit demandé ou débit appelé ;

H_{app} : hauteur manométrique appelée ;

Après le rognage, le diamètre extérieur de la roue répond à l'équation suivante :

$$d = D \times \sqrt{\frac{Q_{app}}{Q_m}} \dots \dots \dots (47)$$

Avec :

Q_m : débit correspondant au point d'intersection entre la courbe de la pompe et la droite de rognage ;

d : diamètre extérieur de la roue après le rognage (mm).

D : diamètre extérieur de la roue avant le rognage ;

Rendement de rognage :

$$R = (1 - m) * 100 \dots \dots \dots (48)$$

R : Rendement de rognage ;

m : coefficient de rognage ;

$$m = \sqrt{\frac{Q_{app}}{Q_m}} \dots \dots \dots (49)$$

Remarque : Si le rendement de rognage est **inférieur à 15%** alors le rognage est efficace.

Dans notre cas, le rognage ne convient plus aux pompe immergé multicellulaire à axe vertical.

- ✓ **Diminution de temps de pompage** : dans le cas où le pompage s'effectuerait dans un réservoir.

Le nouveau temps de fonctionnement de la station est tel que :

$$t' = \frac{Q_{app}}{Q_{pf}} \times t \dots \dots \dots (50)$$

Avec :

t : temps de fonctionnement prévu de la station de pompage par jour (h) ;

t' : nouveau temps de fonctionnement de la station de pompage par jour (h) ;

Q_{pf} : débit correspondant au point de fonctionnement de la pompe (m³/h).

- ✓ **Changement du type de la pompe** : si cela est possible.

V.10.4.2 Débit disponible (point de fonctionnement) < Débit appelé :

Dans ce cas-là, il faut faire un réglage soit :

- **Qualitatif** : augmentation de la vitesse de rotation de la pompe.
- **Changement de type de pompe.**

Remarque :

On étudie les différents modes de réglage possibles pour opter au mode occasionnant la chute de rendement la plus faible et la puissance absorbée la plus faible.

Dans notre cas, les modes de réglage à étudier sont le vannage, la diminution du temps de pompage et le rognage.

V.10.4.3 Application des types de réglage**a) - Vannage :**

$H = 74.2$ m (à la projection du débit appelé sur la courbe caractéristique de la pompe (H-Q) (m)).

$$H_v = 74.2 - 72.34 = 1.86 \text{ m}$$

$$\eta_{\text{avant vannage}} = 75.7\%$$

$$\eta_{\text{apr vannage}} = 75.7 \times \frac{72.34}{72.34 + 1.86} \rightarrow \eta_{\text{apr vannage}} = \mathbf{73.8\%}$$

On détermine la nouvelle puissance absorbée, sachant que :

$$Q = Q_{\text{app}} = 27.9 \text{ l/s} = 100.44 \text{ m}^3/\text{h}, \text{ ainsi } P_{\text{abs}} = \frac{9.81 \cdot 74.2 \cdot 100.44}{0.738 \cdot 3600} = \mathbf{27.51 \text{ KW}}$$

b) - Diminution du temps de pompage :

Le nouveau temps de pompage sera : $t' = \frac{27.9}{28} \times 16 = 15.94 \text{ h} \rightarrow t' 15 \text{ h } 56 \text{ min } 24 \text{ sec}$

Le rendement correspondant au débit $Q_{pf} = 28$ l/s est : **75.6 %** .

On détermine la nouvelle puissance absorbée, sachant que :

$$Q = Q_{pf} = 28 \text{ l/s} = 100.8 \text{ m}^3/\text{h}, \text{ ainsi } P_{\text{abs}} = \frac{9.81 \cdot 100.8 \cdot 76}{0.756 \cdot 3600} = \mathbf{27.61 \text{ KW}}$$

On opte pour le réglage par diminution du temps de pompage, car ce mode nous assure le rendement le plus élevé et la puissance absorbée la plus faible.

V.10.5 Choix du moteur électrique :**V.10.5.1 Critères de choix du moteur électrique :**

Les critères de choix du moteur électrique sont :

- Puissance absorbée minimale ;
- Position de l'arbre de transmission horizontale ou verticale ;
- Tension d'alimentation fonction de la puissance du moteur et de l'investissement ;
- Vitesse de rotation de la pompe
- Vitesse de rotation du moteur qui égale : $N_m = N_p \pm 200 \text{ tr/min}$

V.11 Protection contre le coup de bélier

V.12 Introduction

Lors de la conception d'un réseau, les risques éventuels de coup de bélier doivent être étudiés et quantifiés le degré du risque, dans le but de mettre en œuvre les outils de protections qui s'impose.

Dans ce chapitre nous avons analysé le phénomène transitoire théoriquement puis physiquement et étudié des moyens propres à limiter ses risques.

V.13 Définition du coup de bélier

Le coup de bélier étant une phase exceptionnelle du régime transitoire, est un phénomène oscillatoire qui se manifeste dans les conduites en charge à écoulement gravitaire ou par refoulement.

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

V.14 La protection des conduites contre le coup de bélier

V.14.1 Causes de coup de bélier

Les causes les plus fréquentes du coup de bélier sont :

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

V.14.2 Les risques dus aux coup de bélier

- Risque de fortes pression : le coup de bélier provoque des surpressions qui s'ajoute à la pression initiale. Si la somme de la surpression et la pression initiale dépasse la pression

maximale admissible (PMA) des conduites, il peut y avoir fissuration de ces derniers et dislocation des joints.

- Pression négative : cette dépression apparaitre soit à la suite d'une forte pression, soit à la suite d'un arrêt brusque de la pompe. Si cette pression devient inférieure à -10 m.c.e, il peut être crée une implosion de la conduite, aspiration des joints et la détérioration du revêtement interne des tuyauteries.
- Fatigue des conduites : le régime transitoire engendre une alternance des surpressions et des dépressions qui provoquent la fatigue du matériau de la canalisation

V.14.3 Description du phénomène

Quatre phases peuvent être envisagées, suite à l'arrêt brusque du groupe électropompe :

Phase 1 : après l'arrêt de la pompe, l'eau va suivre son chemin ascendant. Une onde de dépression prend naissance au départ de la pompe et se propage jusqu'au réservoir suivant une distance (L) avec une célérité (a). Le temps mis par cette onde pour atteindre le réservoir est L/a . Au bout ce temps la conduite est en dépression sur toute la longueur.

Phase 2 : Par la suite de son élasticité la conduite reprend son diamètre initial. A partir du réservoir, les tranches successives de conduite se décontractent si bien que l'eau redescend dans la conduite et au bout du temps arrêté par le clapet de protection de la pompe qui bien sûr s'est fermé.

Phase 3 : La première tranche de fluide en contact avec le clapet va être comprimée par les tranches suivantes provoquant une dilatation de la conduite dans le sens pompe-réservoir. Au bout du temps L/a (c'est-à-dire $3L/a$ depuis l'origine), toute la conduite est dilatée avec l'eau immobile et sous pression.

Phase 4 : Grace à l'élasticité de la conduite celle-ci agissant à la manière d'un ressort reprend son diamètre initial de proche en proche à partir du réservoir en allant vers la pompe.

Les tranches d'eau successives reprenant leurs dimensions premières au bout d'un temps L/a c'est-à-dire $4L/a$ depuis l'origine nous nous retrouvons dans la même situation qu'au moment de l'arrêt brusque de la pompe. La période de mouvement est donc $4L/a$.

Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier

Pour la protection de la conduite gravitaire contre le phénomène du coup de bélier, on se contentera de la détermination du temps de fermeture de la dernière vanne sur cette conduite. Il s'agit en fait d'avantage, de limiter l'intensité du coup de bélier qui se produit.

Protection de la conduite de refoulement

Il existe différents dispositifs de protection contre le coup de bélier, les plus courants sont :

V.14.3.1 Réservoir d'air :

L'alimentation continue de la veine liquide après disjonction du groupe peut être effectuée à l'aide d'un réservoir d'eau accumulée sous pression dans une capacité métallique disposé à la station immédiatement à l'aval du clapet. Cette capacité contient de l'eau et de l'air.

Il est nécessaire d'installé un organe d'étranglement afin d'amorti le phénomène par les pertes de charges.

Les organes d'étranglement :

- Diaphragme
- Tuyère
- Clapet à battant percé

V.14.3.2 Rôles du réservoir d'air :

- Atténuer les surpressions et les dépressions pour réduire la fatigue de la conduite.
- Alimentation de la vienne liquide après arrêt du groupe.

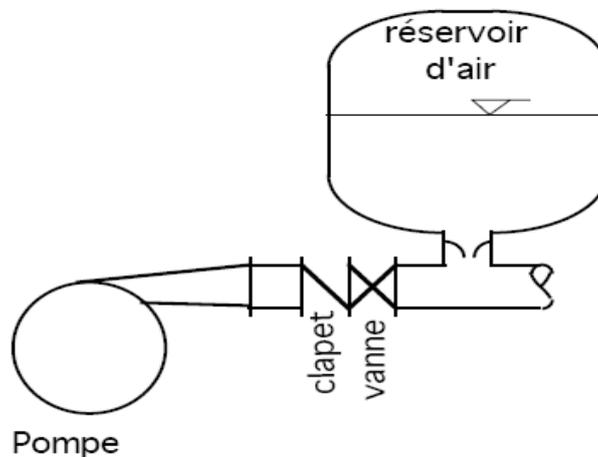


Figure V-6 : réservoir d'air

V.14.3.3 Cheminée d'équilibre

C'est un réservoir à l'air libre sous forme d'un tube piézométrique vertical. Cette cheminée joue le même rôle que le réservoir d'air, dans le cas de hauteur de refoulement moyenne.

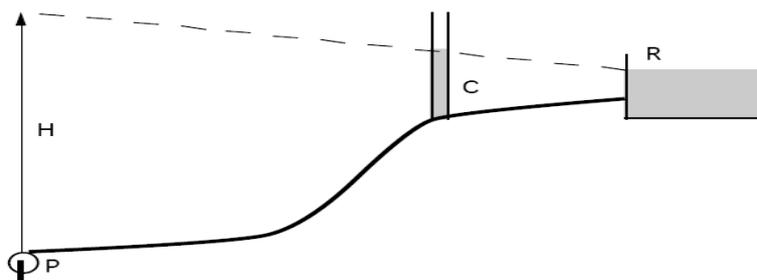


Figure V-7 : Cheminée d'équilibre sur une conduite de refoulement

V.14.3.4 Soupape de décharge

La soupape de décharge est un appareil de sécurité capable d'évacuer instantanément un débit important dès que la pression dépasse une certaine valeur de réglage, estimée généralement à (1,04 - 1,1) de la pression maximale admissible.

Il protège les conduites contre les surpressions dues aux changements brutaux de régimes dans les réseaux (coups de bélier) par exemple fermeture trop rapide de vanne ou déplacement brutal de poche d'air dans la conduite.

La soupape de décharge s'installe en position verticale au plus près de la source génératrice du coup de bélier, par exemple au nœud de canalisations précédent les appareils de vannage.

V.14.3.5 Volant d'inertie

Le volant d'inertie est un dispositif qui contient une masse tournante liée à l'arbre de la pompe ; c'est un moyen d'augmenter le temps de ralentissement de la pompe, grâce à l'énergie cinétique accumulée.

Lorsque la pompe cesse d'être alimentée en énergie, elle continue à fonctionner par l'énergie cinétique de sa roue (généralement très faible) et de celle de l'eau, qui le plus souvent ne suffit pas pour assurer l'écoulement pendant un temps suffisant.

Le volant d'inertie est donc un moyen de mettre progressivement en réserve, lors du démarrage de l'installation, une quantité d'énergie supplémentaire, sous forme cinétique, celle-ci est ensuite rendue à l'eau à travers la pompe au ralentissement progressif du volant et de celle-ci. Le volant d'inertie ne peut guère être utilisé économiquement que pour des pompes de puissance faible et pour des temps d'arrêt admissible assez faible, c'est-à-dire en fait pour des conduites d'adduction assez courte.

V.15 Calcul de la célérité d'ondes

La célérité est la vitesse de propagation des ondes. Elle est déterminée par la formule amélioré par SALAH Boualem pour les conduites enterrées :

$$c = \frac{\sqrt{k/\rho}}{\sqrt{1 + \frac{2 \times k \times a \times (1 - v_m^2) \times (1 - v_s)}{(1 - v_m^2) \times a \times E_s + E_m \times e_m \times (1 - v_s)}}} \dots\dots\dots(51)$$

Avec :

k : coefficient d'élasticité de l'eau $k = 2.07 \times 10^9 Pa$;

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

E_m : module de Young du matériau de la conduite ; $E_m = 1,2 \times 10^9 P_a$ pour le PEHD;

E_s : module de Young du sol ; $E_s = 2 \times 10^8 P_a$;

ν_m : coefficient de poisson du matériau. $\nu_m = 0,46$ (PEHD) ;

ν_s : coefficient de poisson du sol entourant la conduite. $\nu_s = 0,3$;

e_m : Epaisseur de la conduite (m). $e_m = 0,0182m$;

a : rayon intérieur de la conduite (m).

V.15.1 Valeur numérique du coup de bélier

Le coup de bélier est étudié pour les deux cas :

V.15.1.1 Cas de la fermeture brusque :

Quand T est inférieure à $2L/a$ la valeur numérique du coup de bélier sera :

$$b = \frac{cV_0}{g} \dots \dots \dots (52)$$

V_0 : vitesse moyenne d'écoulement (m/s) ;

g : accélération de la pesanteur égale à 9.81 m/s^2

T : temps de fermeture totale de la vanne.

V.15.1.2 Cas de la fermeture lente :

Elle est caractérisée par un temps de fermeture supérieure à $2L/a$ c'est-à-dire supérieure à aller et retour d'onde de la valeur de coup de bélier est donné par la formule de MICHAUD

$$b = \frac{2LV_0}{gT} \dots \dots \dots (53)$$

L : longueur de la conduite (m) ;

La formule de MICHAUD n'est valable que pour une loi de fermeture linéaire : une variation linéaire du débit qui est rarement réalisé en pratique.

V.15.1.3 Cas de la surpression :

$$H_{max} = H_g + \frac{cV_0}{g} \dots \dots \dots (54)$$

V.15.1.4 Cas de dépression :

$$H_{min} = H_g - \frac{cV_0}{g} \dots \dots \dots (55)$$

V.16 Calcul du volume du réservoir d'air par la méthode de VIBERT

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

C'est une méthode graphique simplifiée de détermination du volume d'air, elle ne tient pas compte de l'organe d'étranglement.

Le calcul est basé sur l'abaque de VIBERT qui donne le volume U_0 de l'air contenu dans la cloche sous un régime de marche à la vitesse V_0 .

En fonctionnement normale les caractéristique de l'air dans le réservoir données par Z_0, Z_{max}, Z_{min}

Avec :

Z_{min} : pression absolue relative à la dépression ;

Z_{max} : pression absolue relative à la surpression ;

Z_0 : pression absolue en m.c.e

$$Z_0 = H_g + 10 \dots \dots \dots (56)$$

L'expression de U_0 est :

$$U_0 = \frac{V_0^2}{2gZ_0} \times \frac{LS}{f(\frac{Z}{Z_0})} \dots \dots \dots (57)$$

Avec :

U_0 : volume de l'air en m^3 ;

V_0 : vitesse d'écoulement en m/s ;

L : longueur de la conduite ;

S : section de la conduite(m^2).

La charge maximale absolue :

$$Z_{max} = Z_0 + \frac{C * V_0}{g} \dots \dots \dots (58)$$

On a :

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

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

U_{max} : volume du réservoir d'air.

Application :

Les caractéristiques de l'adduction dans le tableau suivant :

Tableau V-8 : caractéristiques d'adduction

type du matériau	D (mm)	S (m^2)	V (m/s)	L (m)	Hg (m)
PEHD	200	0,018	1,47	9452	13.83

V.16.1 Calcul de la célérité d'onde :**Tableau V-9 :** paramètres de calcul de la célérité :

K (Pa)	ρ (kg/m ³)	E_m (Pa)	ν_m	ν_s	E_m (Pa)	D (mm)	e_m (mm)	c (m/s)
2,07*10 ⁹	1000	1,2*10 ⁹	0,46	0,3	2*10 ⁸	200	22.4	527,413

Cas de surpression :

$$H_{max} = H_g + \frac{cV_0}{g} = 92.86 \text{ m}$$

Cas de dépression :

$$H_{min} = H_g - \frac{cV_0}{g} = -65.20 \text{ m}$$

V.16.2 La charge statique absolue :

$$Z_0 = H_g + 10 = 13.83 + 10 = 23.83 \text{ m. c. e}$$

V.16.3 La charge maximale absolue :

$$Z_{max} = H_g + \frac{cV_0}{g} + 10 = 13.83 + 79.03 + 10 = 102.86 \text{ m}$$

$$\frac{Z_{max}}{Z_0} = \frac{102.86}{23.83} = 4.31$$

On remarque que cette valeur $\left(\frac{Z_{max}}{Z_0}\right)$ est supérieure à la valeur maximale dans l'abaque de VIBERT . Dans notre cas la méthode de VIBERT ne convient plus. Il faut voir d'autre méthode de calcul.

Conclusion :

A la fin de ce chapitre, nous avons commencé par dimensionner notre canalisation d'adduction par pompage. Le calcul a été présenté de la façon la plus économique et technique possible, avec la vérification des bonnes conditions hydrauliques des paramètres hydrauliques (vitesse, pression et perte de charge).

Ensuite, nous avons choisis la variante n°3 tout en respectant un nombre de critères du choix. Le GEPI peut satisfaire les exigences techniques du projet en termes de débit et de pression.

La réalisation d'études de protection des adductions d'eau contre les phénomènes de coup de bélier s'avère souvent délicate. Pour que de telles études se passent bien il est nécessaire de préciser les cas présentes dans le but de choisir la meilleure méthode et les différents éléments à détailler pour réaliser une étude anti bélier.

Accessoires du réseau d'eau potable

VI Accessoires du réseau d'eau potable

VI.1 Introduction

Les accessoires sont la base pour atteindre le rendement maximum du réseau. Ces appareils sont nécessaires dans le réseau de distribution pour mieux gérer et projeter le système.

Dans ce chapitre, nous allons présenter quelques accessoires complétant l'ossature et la conception d'un nouveau réseau de distribution projeté pour l'agglomération.

VI.2 Rôles des accessoires

Les réseaux de distribution et une conduite d'adduction d'eau potable comporte des accessoires destinés :

- A faciliter la maintenance et l'entretien ;
- A assurer la régulation de certains paramètres (débits, pression...) ;
- A protéger les canalisations ;
- A changer le diamètre et raccorder les conduites.

VI.3 Accessoires

Les différents organes accessoires qui peuvent équiper un réseau de distribution et une conduite d'adduction sont :

VI.3.1 Robinet vanne

Un robinet vanne est un dispositif que l'on utilise pour contrôler, stopper ou pour modifier le débit d'un fluide, en milieu libre (canal), ou en milieu fermé (canalisation).

Il existe une multitude de vannes différentes : vannes à coin (à opercule) et les robinets vannes papillon :

VI.3.2 Vannes papillons

Ce sont des appareils servir aussi bien pour le sectionnement que pour le réglage des débits. Elles sont d'un encombrement réduit, légères, le couple de manœuvre est faible, cette vanne occasionne une faible perte de charge.



Figure VI-1 : Vannes à papillon

NB : pour notre cas, on place ce type de robinet à la sortie du réservoir (sortie de la pompe).

VI.3.3 Vannes à coin (à opercule)

Ce sont des appareils de sectionnement qui doivent être complètement ouverts ou fermés. Leur encombrement est considérable comparé à celui des vannes papillons. A partir d'un certain diamètre, il convient d'installer des by-pass pour équilibrer les pressions qui s'exercent des deux côtés de l'opercule quand on veut le manœuvrer à partir la position fermée. Les diamètres varient entre 40 à 300mm.



Figure VI-2 : Vannes à opercule

NB : Ils sont placés à chaque nœud tout en respectant la règle : nombre de vanne égal à au nombre de branchement moins un ($n-1$). Les robinets vanne à opercule sont placés à la sortie de chaque pompe, sur chaque conduite d'arrivées et de vidange des réservoirs.

VI.3.4 Clapet anti retour

Le clapet anti retour est un appareil permettant de diriger l'écoulement dans un seul sens. Leur emploi est général dans les stations de pompage ou ils sont souvent disposés à la sortie des pompes entre celles-ci et les robinets de sectionnement. On se trouve généralement sur les

canalisations de distribution. Il existe aussi des clapets qui font office de limiteur de débit, ou qui permettent d'assurer un débit minimum.



Figure VI-3 : clapet anti retour

NB : Dans notre cas, on a un clapet de retenue .

VI.3.5 Vanne de décharge

Robinet disposé aux points bas pour la vidange des conduites. Cette évacuation s'effectue à l'égout voisin (cas d'un réseau urbain) ou dans un fossé de la route (hors de la ville). Ce robinet sera disposé à l'intérieur d'un regard et doit être facilement accessible.

NB : dans notre cas, on prévoit ces conduites aux points bas.

VI.3.6 Ventouses

Ce sont des appareils installés aux points hauts pour évacuer l'air accumulé suite à un dégazage de l'oxygène dissout dans l'eau dont le but d'éviter les poches d'air qui provoquent des perturbations dans la conduite tel que : diminution de la section d'écoulement, arrêt complet des débits, diminution de la pression et le coup de bélier.

Les ventouses seront disposées dans des regards visitables et leur bon fonctionnement doit être vérifié périodiquement.

NB : Pour le cas de la conduite d'adduction, on prévoit les ventouses aux points hauts or dans le cas d'un réseau de distribution, ils sont remplacés par des robinets de prise donc ils ne sont pas nécessaires au niveau du réseau de distribution.

VI.3.7 Bouche d'incendie

La bouche d'incendie est un appareil de robinetterie, raccordé à un réseau d'eau permettant le branchement au niveau du sol du matériel mobile des services de lutte contre l'incendie.

La bouche est munie d'une prise de 100 mm de diamètre. Le débit nominal mesuré à la prise doit être 60 m³/h. La superficie desservie par chaque bouche d'incendie dépend du débit dont on a besoin pour combattre l'incendie.



FigureVI-4 : Bouche d'incendie

NB : Dans notre cas, on prévoit l'installation de poteaux d'incendie chaque 200m, au niveau des conduites véhiculant au minimum un débit 17 l/s sous une pression minimale de 1 bar.

VI.3.8 Conduite by-pass :

La conduite by-pass est utilisée pour :

- Faciliter la manœuvre de la vanne à fermeture lente ;
- Remplir à débit réduit, la conduite avant sa mise en service ;
- Relier la conduite d'arrivée à la conduite de départ du réservoir.

NB : Dans notre cas, un by-pass est placé à la sortie de la pompe pour remplir les deux premiers rôles.

VI.4 Les pièces spéciales

Leur rôle principal est :

- La déviation d'une partie de l'écoulement ;
- L'introduction dans la conduite d'un débit supplémentaire ou son soutirage ;
- Le changement de diamètre de la conduite ;
- Le changement de direction de la conduite.

Pour notre réseau on aura besoin de :

VI.4.1 Coudes :

Les coudes sont des accessoires utiles surtout pour les réseaux maillés et ramifiés, lorsque la conduite change de direction. Généralement, les coudes sont maintenus par des massifs de butées, convenablement dimensionnés.

On y distingue des coudes à deux emboîtements ou bien à emboîtement et à bout lisse ; les deux types de coude se présentent avec un angle α de : 1/4 (90°), 1/8 (45°), 1/16 (22°30'), 1/32 (11°15').

VI.4.2 Cônes :

Les cônes sont utilisés pour relier deux conduites de diamètres différents comme on les rencontre aussi à l'entrée et à la sortie des pompes. On distingue :

- Les cônes à deux emboîtements ;
- Les cônes à deux brides ;
- Les cônes à emboîtement et bride.

VI.4.3 Les tés :

Les tés sont utilisés dans le but de soutirer un débit d'une canalisation ou d'ajouter un débit complémentaire. Ils sont rencontrés au niveau des réseaux maillés, ramifiés et des canalisations d'adduction en cas de piquage. Les tés se présentent soit à trois emboîtements, soit à deux emboîtements et brides.

VI.4.4 Croix de jonction :

Ces pièces sont utilisées pour croiser des canalisations de sens perpendiculaire. Les deux manchons des croix peuvent avoir des diamètres différents. Elles peuvent être à brides complètement ou à manchons et à brides. On les rencontre au niveau du réseau maillé et ramifié.

VI.4.5 Les manchons :

On rencontre les manchons surtout au niveau des montages des appareils accessoires (robinet-vannes, au niveau de certain joints).

On a des manchons à bouts lisses des deux extrémités, à deux emboitements, à emboitement et bout lisse, à deux brides, à brides et bout lisse, à emboitement et bride.



Figure VI-5 : pièces spéciales dans un réseau

VI.5 Organes de mesures

VI.5.1 Mesure de débit :

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

On distingue des appareils traditionnels tel que le diaphragme, le venturi et la tuyère, et d'autres modernes qui sont les plus utilisés comme les débits mètre et les compteurs.

NB : On prévoit pour notre cas, l'installation des compteurs à double sens au niveau des mailles.

VI.5.2 Mesure de pression :

Les appareils les plus utilisés sont :

VI.5.2.1 Manomètres à aiguilles :

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

VI.5.2.2 Manomètres à soufflet :

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

NB : Dans notre cas on prévoit un manomètre à chaque conduite quel que soit leur diamètre et un manomètre à l'entrée de la pompe et à la sortie.



Figure VI-6 : mesure de pression avec un manomètre

Conclusion :

Afin d'assurer le bon fonctionnement du réseau et la protection totale du réseau. Il faut connaître les différents accessoires d'un système d'alimentation en eau potable et leurs emplacements. La bonne gestion et l'entretien périodique de ces appareils sont nécessaires pour assurer la longévité du réseau.

Poses canalisation et organisation du chantier

VII Pose canalisation et organisation du chantier

VII.1 Introduction

Mise en œuvre des réseaux d'eau comporte des règles de base pour la pose des canalisations leurs stabilités et leurs durabilités. La présente partie a pour objectif de définir les méthodes de positionnement dans les tranchées des différents réseaux selon la nature de notre terrain, ainsi les engins de terrassement qui vont être utilisés pour la mise en place des canalisations.

VII.2 Les différents types de pose des canalisations

Il existe plusieurs variantes de pose de conduites :

VII.2.1 Pose en tranchée :

La pose en tranchée est conseillé pour les travaux structurants des réseaux et les diamètres importants, pour des raisons économiques mais également pour assurer la protection mécanique des réseaux par les contrôle de l'enrobage des canalisations. Il y a plusieurs cas de pose en tranchée :

- Pose en terrain ordinaire ;
- Pose en terrain consistant ;
- Pose à proximité d'une conduite d'assainissement.

VII.2.2 Pose sans tranchée :

Dans les secteurs encombrés ou dans des situations particulières (traversée de rivières, passage en siphon, pose en profondeur...) des techniques de pose sans tranchée peuvent être envisagées tel que :

- Pose en aérien ;
- Pose en pente ;
- Pose en immersion ;
- Passage de pont ;
- Pose par fonçage et forage dirigé.

Le choix s'effectue en fonction de : la topographie du terrain et la nature du matériau de la canalisation et les différents obstacles qui peuvent être rencontrés. Selon ces facteurs nous optons pour les poses suivantes :

VII.2.3 Pose de canalisation en terre :

Dans ce type de pose la canalisation est posé en tranchée ayant une largeur et profondeur bien déterminer dans le but de les protéger contre les dégradations extérieures, prévenir les phénomènes de corrosions, conserver la fraîcheur de l'eau et les mettre à l'abri du gel.

Dans notre cas tous les tronçons seront posés en terre.

VII.2.4 Pose à proximité d'une conduite d'assainissement

Le cas concerne essentiellement, les conduites de distribution dans la plupart des cas seront posées dans la même tranchée que l'assainissement, il faut que les tuyaux d'eau usées sur un rayon de 30 m.

Dans notre cas, les tronçons : N₃ -N₇, N₈-N₉, N₅-N₇ qui seront posés dans la même tranchée que les conduites d'assainissement.

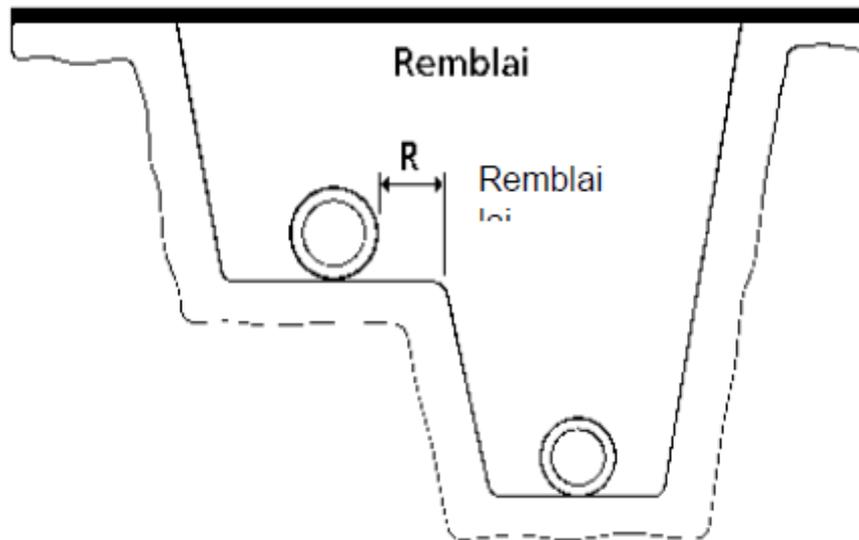
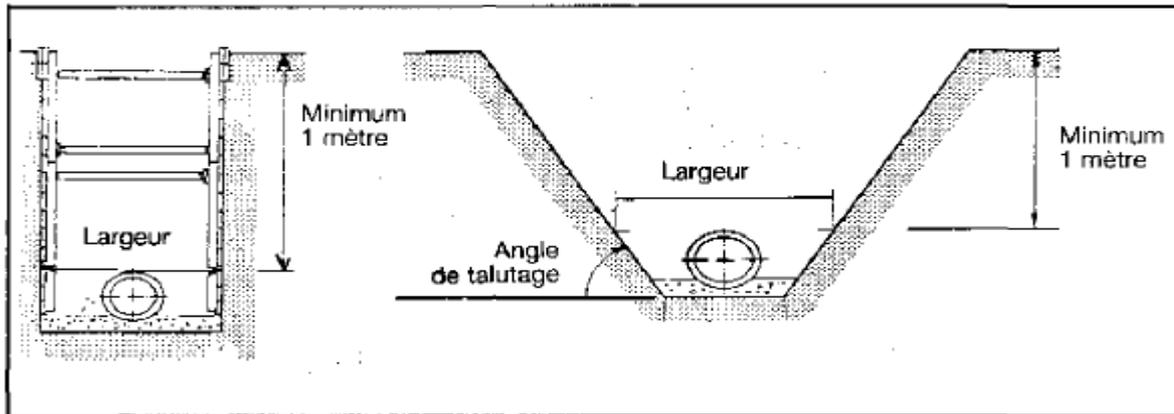


Figure VII- 1 : pose d'une canalisation d'eau potable à proximité d'une conduite d'assainissement

VII.2.5 Pose canalisation en traversées des routes

En raison des charges supportées, qui peuvent amener des ruptures et par conséquent des infiltrations nuisibles à la conduite comme à la route, les traversées de routes doivent être limitées dans la mesure du possible. Une autorisation d'occupation du domaine public doit être demandée. Elle prescrit la pose des conduites dans une gaine dans double but de protéger la canalisation des chocs et vibrations 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.



FigureVII-2 : caractéristiques dimensionnelles d'une tranchée

VII.3 Utilisation des butées et verrouillage

Les conduites d'eau sont constituées par une suite de tuyaux réunis par des joints dont le rôle est d'assurer l'étanchéité entre les différentes pièces. En dehors du cas où ces joints sont à brides ou soudés des déboîtements des éléments de canalisations, provoqués par les efforts dus à la poussée du fluide véhiculé, peuvent se produire :

À chaque extrémité de la conduite (plaques pleines),

- À chaque changement de direction (coudes) ;
- À chaque changement de diamètre (cônes) ;
- À chaque dérivation (tés).

Il est donc indispensable de stabiliser les conduites :

- Soit au moyen de massifs en béton correctement dimensionnés ;
- Soit par l'utilisation de joints verrouillés.

Il est parfois nécessaire, pour des diamètres importants et des pressions de service élevées, de mettre en place des massifs en béton associés à des fers d'amarrage sur des conduites à joints soudés ou à brides.

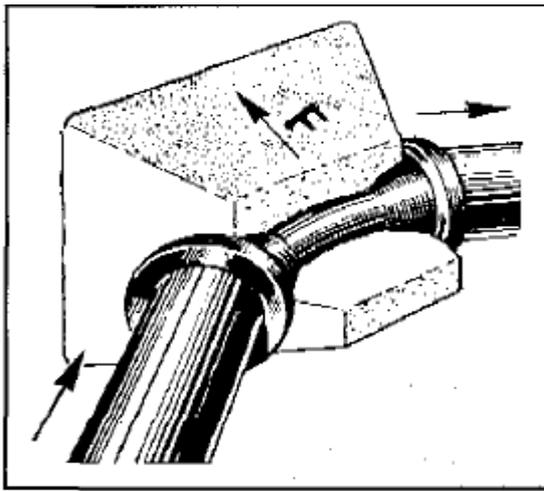


Figure VII-3 : Butée sur un coude

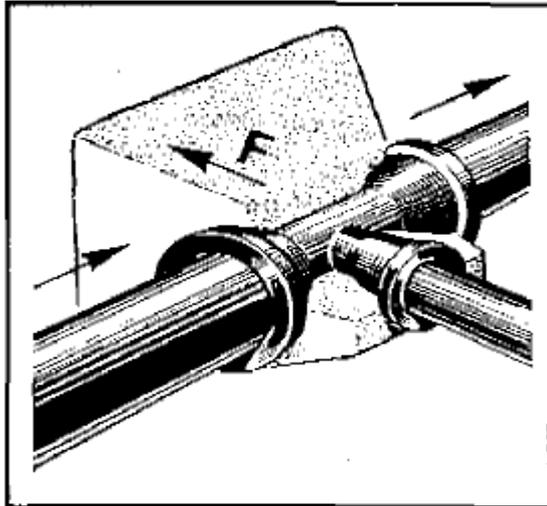
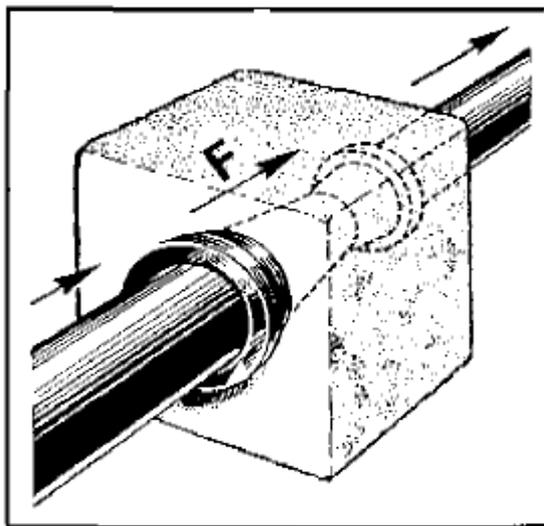


Figure VII-4 : Butée sur un branchement

Dans notre cas nous optons pour le verrouillage sur tout le réseau



FigureVII-5 : Butée sur un cône

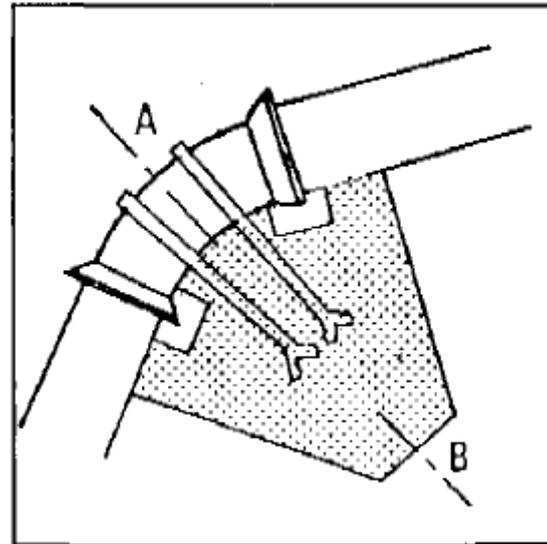


Figure VII-6 : Amarrage d'un coude

VII.4 Les travaux de mises en place des canalisations

VII.4.1 Travaux Préliminaires (matérialisation et nivellement)

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

- De matérialiser sur le terrain le tracé et le profil en long des canalisations ;
- De reporter la position de tous les ouvrages enterrés existants tels que réseau d'assainissement, câbles électriques et **PTT**, canalisations de gaz.

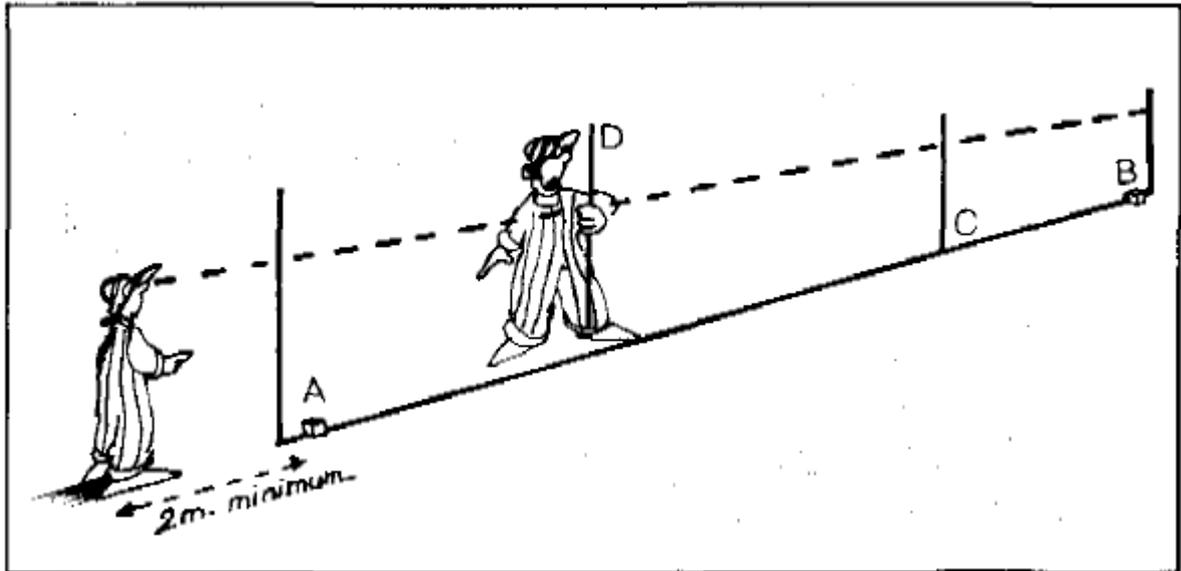


Figure VII-7 : Nivellement d'une tranchée

VII.4.2 Ouverture des tranchées

Cette opération se divise en deux parties :

VII.4.2.1 Enlèvement de la couche supérieure du terrain

Lorsque la tranchée doit être ouverte sous une voie de circulation (le cas du réseau de distribution), il est conseillé, dans un premier temps, de découper la chaussée sur l'emprise de la tranchée au moyen d'une scie diamantée ou d'un marteau pneumatique afin de ne pas dégrader les parties voisines.

Lorsque la tranchée doit être ouverte dans un terrain ordinaire (le cas de l'adduction), il est indispensable d'enlever la couche végétale.

Nous avons choisi d'utiliser le bulldozer pour la réalisation de cette opération.



Figure VII-8 : Bulldozer

VII.4.2.2 Réalisation des fouilles

La réalisation de la tranchée et le remblaiement dépendent des paramètres suivants :

- Environnement ;
- Caractéristiques de la conduite (type de joint et diamètre) ;
- Nature du terrain (avec ou sans eau) ;
- Profondeur de pose.

Nous avons choisi d'utiliser la pelle hydraulique pour la réalisation des fouilles.



Figure VII-9 : La pelle Hydraulique

a- Largeur de la tranchée

La largeur du fond de la tranchée doit être au moins égale au diamètre extérieur du tuyau augmenté de sur largeurs de 30 cm de part et d'autre du tuyau pour les diamètres nominaux inférieurs ou égaux à 600 mm (ces sur largeurs sont portées à 40 cm pour les tubes de diamètre nominal supérieur à 600 mm).

La largeur de la tranchée est donnée par la formule suivante :

$$B = D + (2 \times 0,3) \dots \dots (m)$$

Avec :

B : largeur de la tranchée (m) ;

D : diamètre de la conduite (m).

b- La profondeur de la tranchée

La profondeur doit être suffisante. Elle varie de 0.60 m à 1.20 m pour assurer la protection de la conduite contre les variations de la température et le risque d'écrasement sous l'effet des charges et limiter l'accès à la canalisation.

On peut calculer la profondeur de la tranchée en utilisant la formule suivante :

$$H = D + H_1 + H_2 \dots\dots\dots (m)$$

Avec :

H : la profondeur de la tranchée (m);

H₁ : profondeur du lit de pose prise égale au minimum 0,1 m ;

H₂ : distance verticale séparant la génératrice supérieure de la conduite à la surface du sol (m)

D : diamètre de la conduite (m).

D'où :

$$H = 1.1 + D \dots\dots(m)$$

c- Choix du coefficient du talus :

Pour garder la stabilité du talus de la tranchée durant les travaux de pose des conduites nous définissons le coefficient du talus qui est en fonction de la profondeur de la tranchée et de la nature du sol.

Tableau VII-1 : choix du coefficient du talus

sol	profondeur de la tranchée	
	jusqu'à 1,5 m	jusqu'à 3 m
sable	m=0,5	m=1
limon sableux	m=0,25	m=0,67
limon argileux	m=0	m=0,5

VII.4.2.2.1 Volume à excaver

Section de la tranchée :

Les sections des tranchées sont de forme trapézoïdale dont l'aire est :

$$S = H \times B + m \times H^2$$

Avec :

H : profondeur total de la tranchée (m) ;

B : largeur du fond du tranchée (m) ;

m : coefficient du talus.

VII.4.2.2.2 Volume des déblais

Le volume d'excavation est :

$$V = S \times L$$

Avec :

V : Volume du déblai (m³)

S : La section du tranché (m²).

L : La longueur du tranché (m).

VII.4.2.3 Lit de pose

Le lit de pose a pour fonction première d'assurer une répartition uniforme des charges sur la zone d'appui. Les tuyaux seront placés en fond de fouille et reposeront sur un lit de pose constitué de sable propre dont l'épaisseur sera de 10 cm au minimum nivelée suivant les côtes du profil en long.

Le volume de lit de sable est

$$V_{ls} = e_{ls} \times L \times B$$

Avec :

V_{ls} : volume du sable ;

e_{ls} : épaisseur du lit de sable ;

L : longueur de la tranchée.

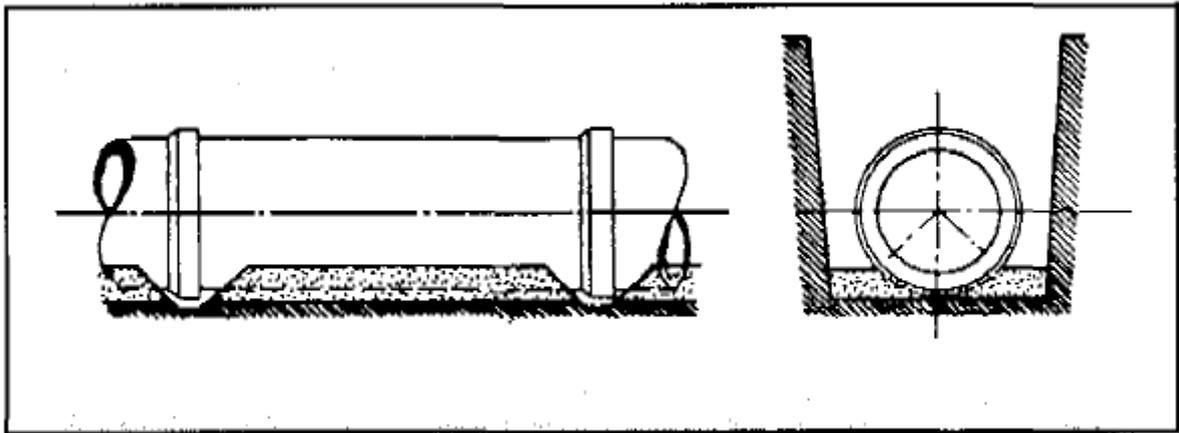


Figure VII-10 : lit de pose

VII.4.2.4 Pose canalisation

- 1- La descente des tuyaux doit être manipulée avec soin, ils seront posés lentement soit manuellement soit mécaniquement à l'aide d'un pose tube dans le fond de la fouille.
- 2- Tous les débris liés à la pose doivent être retirés de l'intérieur du tuyau avant ou juste après la réalisation d'un emboîtement.
- 3- A chaque arrêt de travail un bouchon temporaire doit être solidement appliqué sur l'extrémité ouverte de la canalisation pour éviter l'introduction des corps étrangers.

NB : puisque nous avons des petits diamètres (inférieur à 250mm) on va faire descendre les conduites de manuellement.

VII.4.2.5 Essai de mise en service des canalisations

Les épreuves des canalisations consistent à mettre l'eau (à l'intérieur des tubes) en pression afin de vérifier l'étanchéité et la résistance mécanique des canalisations. Les épreuves sont réalisées au fur et à mesure de l'avancement des travaux.

Lors de la pose, la terre ou les poussières peuvent être introduites à l'intérieur des conduites, pour éliminer ces corps étrangers, il est indispensable de procéder à un nettoyage et un rinçage du réseau avant de livrer l'eau à la consommation publique. Lorsque le réseau désinfecté a été convenablement rincé à l'eau claire, des prélèvements de contrôle sont faits immédiatement par le laboratoire.

VII.4.2.6 Remblayage des tranchées

L'exécution du remblaiement de la tranchée devra comporter les deux phases suivantes :

- l'enrobage ;
- le remblayage supérieur.

Le volume des remblais est :

$$V_R = S_R \times L$$

La surface de remblai est :

$$S_R = S_d - S_c - S_{ls}$$

Avec :

S_d : surface du déblai (m²)

S_c : surface de la conduite (m²)

S_{ls} : surface du lit de sable (m²).

a. L'enrobage :

L'enrobage est constitué du lit de pose, de l'assise (remblai jusqu'au niveau des reins) et du remblai de protection (jusqu'à une hauteur dépassant la génératrice supérieure de 15 cm).

b. Le remblayage supérieur :

Les matériaux de l'assise et du remblai de protection proviendront en général des déblais des fouilles débarrassés de tous les matériaux susceptibles d'endommager le tuyau par effet de choc ou de tassement tels que les blocs rocheux. Les matériaux doivent être mis en place par couches successives de 7,5 cm et compactés jusqu'à une hauteur dépassant la génératrice supérieure du tube de 15 cm.

Les matériaux du remblai supérieur doivent être mis en place par couches compactées de 25 cm d'épaisseur jusqu'au sommet de la tranchée. L'utilisation des engins de compactage lourd n'est autorisée que lorsque la hauteur du remblai au-dessus de la génératrice supérieure du tube dépassera 30 cm.

Le remblai supérieur sera mis en place avant ou après les épreuves en pression en fonction du lieu et des impératifs de sécurité.

NB : Nous avons utilisé un chargeur pour le remblayage



FigureVII-11 : Le chargeur

VII.4.2.7 Repérage de la canalisation

Le repérage des canalisations enterrées est réalisé à l'aide d'un grillage avertisseur de couleur bleue. Ce grillage sera placé à 30 cm au minimum au-dessus de la génératrice supérieure de la canalisation.

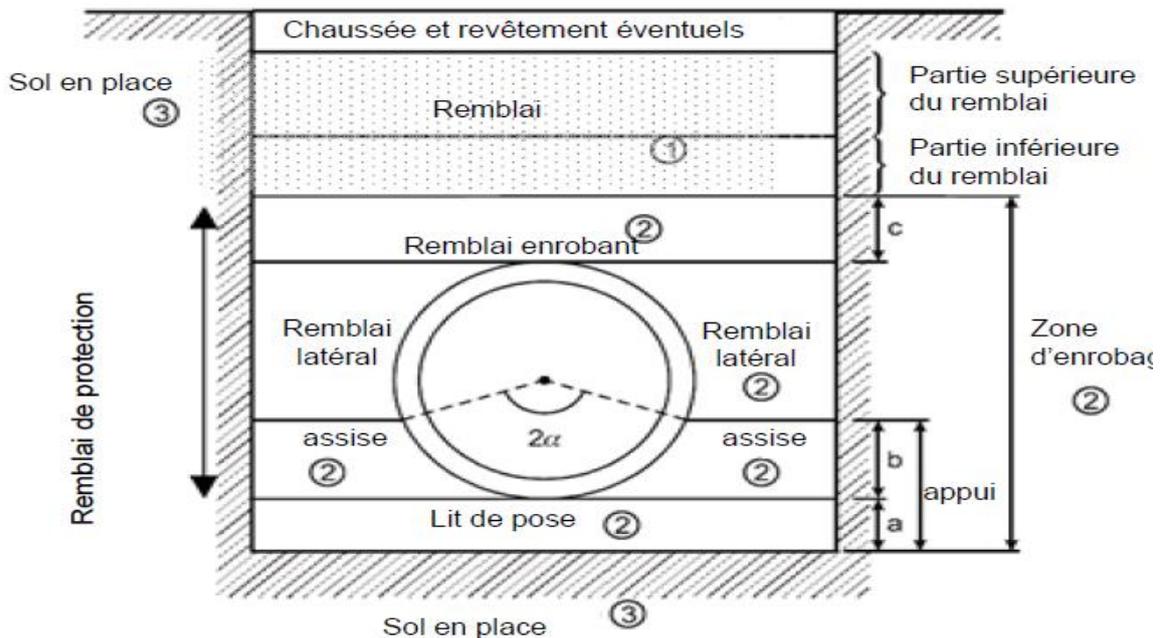


Figure VII-13 : Remblayage du tranchée

VII.4.2.8 Nivellement et compactage

Une fois le remblai fait, on procède au nivellement qui consiste à étaler les terres qui sont en monticule, ensuite au compactage pour augmenter la densité des terres et éviter le tassement par la suite.

NB : nous optons pour un compacteur (vibrateur de sol) pour le compactage.



Figure VII-14 : le compacteur

VII.5 Calcul des volumes**VII.5.1 Calcul du volume du déblai du réseau de distribution****Tableau VII-2 : Calcul du volume du déblai du réseau de distribution**

D (mm)	L (m)	B (m)	H (m)	S (m ²)	V déblai (m ³)
315	87,39	0,915	1,415	2,2958375	200,633239
200	240	0,85	1,35	2,05875	494,1
160	490	0,8	1,3	1,885	923,65
63	239,1	0,71	1,21	1,59115	380,443965
125	915,1	0,76	1,26	1,7514	1602,70614
63	353,2	0,725	1,225	1,6384375	578,696125
63	1618	0,675	1,175	1,4834375	2400,20188
125	362	0,725	1,225	1,6384375	593,114375
200	850,1	0,85	1,35	2,05875	1750,14338
63	272,7	0,69	1,19	1,52915	416,999205
110	243,7	0,71	1,21	1,59115	387,763255
63	422,8	0,71	1,21	1,59115	672,73822
63	527,1	0,725	1,225	1,6384375	863,620406
90	443,3	0,725	1,225	1,6384375	726,319344
125	360,2	0,71	1,21	1,59115	573,13223
125	527,1	0,725	1,225	1,6384375	863,620406
volume total					13427,8822

VII.5.2 Calcul du volume du déblai d'adduction**Calcul de volume décapé**

$$V_d = L \times e \times B$$

Avec :

V_d : volume de la terre décapée en (m³)

L : longueur total des tranchées en (m),

B : largeur de la couche végétale en (m),

e : épaisseur de la couche en (m), e = 10 cm

$$V_d = 9863 \times 0.1 \times 1 = 986.3 \text{ m}^3$$

Tableau VII-3 : Calcul du volume du déblai d'adduction

D (mm)	L (m)	B (m)	H (m)	S (m ²)	V déblai (m ³)
200	9863	0,8	1,3	1,885	18591,755

VII.5.3 Volume de lit de sable**Tableau VII-4** : volume de lit de sable du réseau de distribution

L (m)	B (m)	Volume du lit de sable (m ³)
87,39	0,6	5,2434
240	0,6	14,4
490	0,6	29,4
239,1	0,6	14,346
915,1	0,6	54,906
353,2	0,6	21,192
1618	0,6	97,08
362	0,6	21,72
850,1	0,6	51,006
272,7	0,6	16,362
243,7	0,6	14,622
422,8	0,6	25,368
527,1	0,6	31,626
443,3	0,6	26,598
360,2	0,6	21,612
527,1	0,6	31,626

Tableau VII-5 : volume de lit de sable d'adduction

L (m)	B (m)	Volume du lit de sable (m ³)
9452	0,8	756,16

VII.5.4 Volume des remblais

Tableau VII-6: calcul du volume du remblai

D (mm)	L (m)	S_d (m ²)	S_{Is} (m ²)	S_C (m ²)	S_R (m ²)	V_R (m ³)
315	87,39	2,2958375	0,0915	0,07789163	2,12644588	185,830105
200	240	2,05875	0,085	0,0490625	1,9246875	461,925
160	490	1,885	0,08	0,0314	1,7736	869,064
63	239,1	1,59115	0,071	0,0094985	1,5106515	361,196774
125	915,1	1,7514	0,076	0,020096	1,655304	1514,76869
63	353,2	1,6384375	0,0725	0,01226563	1,55367188	548,756906
63	1618	1,4834375	0,0675	0,00441563	1,41152188	2283,84239
125	362	1,6384375	0,0725	0,01226563	1,55367188	562,429219
200	850,1	2,05875	0,085	0,0490625	1,9246875	1636,17684
63	272,7	1,52915	0,069	0,0063585	1,4537915	396,448942
110	243,7	1,59115	0,071	0,0094985	1,5106515	368,145771
63	422,8	1,59115	0,071	0,0094985	1,5106515	638,703454
63	527,1	1,6384375	0,0725	0,01226563	1,55367188	818,940445
90	443,3	1,6384375	0,0725	0,01226563	1,55367188	688,742742
125	360,2	1,59115	0,071	0,0094985	1,5106515	544,13667
125	527,1	1,6384375	0,0725	0,01226563	1,55367188	818,940445
200	9452	1,885	0,08	0,0314	1,7736	16764,0672

VII.6 Calcul du cout de projet

Tableau VII-7 : cout total des travaux du projet

N°	Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
1	Déblais	m ³	13427,8822	300	4028364,65
2	Lit de sable	m ³	1233,2674	800	986613,92
3	La conduite Ø315	m	87,39	4322,93	377780,853
4	La conduite Ø250	m	1090,1	2869,93	3128510,69
5	La conduite Ø200	m	490	1848,65	905838,5
6	La conduite Ø110	m	1265,8	568,93	720151,594
7	La conduite Ø160	m	915,1	1181,58	1081263,86
8	La conduite Ø125	m	2212,7	721,36	1596153,27
9	La conduite Ø75	m	1618	289,41	468265,38
10	La conduite Ø90	m	272,7	381,88	104138,676
12	la conduite Ø200		9452	3242,24	30645652,5
13	remblais	m ³	32064,9396	400	12825975,8
				Montants	56868709,7

VII.7 Planification des travaux

A : Piquetage ;

B : Enlèvement de la couche supérieure ;

C : Ouverture des tranchées ;

D : Aménagement du lit de pose ;

E : la mise en place des canalisations en tranchée ;

F : Assemblage des tuyaux ;

G : Faire des essais d'étanchéités pour les conduites ;

H : Remblayage ;

I : Nivellement et compactage ;

J : Travaux de finition.

Tableau VII-8: Détermination du délai de la réalisation

opération	temps (jours)	DP		DPP		MT
		DCP	DFP	DCPP	DFPP	
A	12	0	12	0	12	0
B	5	12	17	12	17	0
C	35	17	52	17	52	0
D	17	52	69	60	77	8
E	25	52	77	52	77	0
F	20	52	72	57	77	5
G	12	52	64	65	77	11
H	15	77	92	77	92	0
I	17	92	109	92	109	0
J	10	109	119	109	119	0

Le chemin critique est A-B-C-E-H-I-J.

Donc le délai de la réalisation est 119 jours.

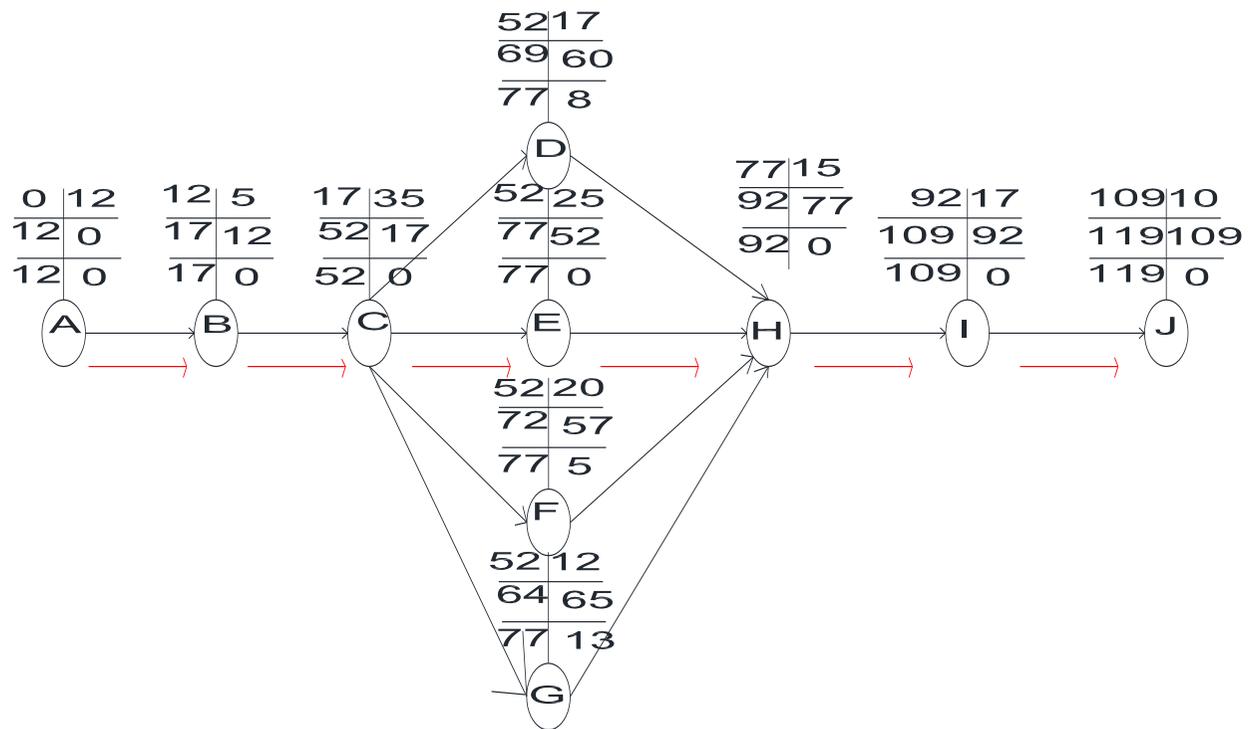


Figure VII-15 : schéma du réseau à nœud

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons présenté les règles et les contraintes liées à la pose des canalisations d'eau potable, et les travaux qui vont avoir lieu sur chantier avec les principaux engins utilisés pendant la réalisation.

L'estimation du cout du projet à travers l'évaluation des différentes tâches qui vont constituer ce projet a révélé un cout total de **56868709,7 DA**

En fin nous avons déterminé le délai de la réalisation.

Conclusion Générale

A travers cette étude, nous avons essayé d'apporter une contribution au projet d'approvisionnement et la réhabilitation du réseau de distribution d'eau potable de la commune de Boussemghoun. Notre étude a englobé tous les points qui touchent à la réalisation d'un projet d'alimentation en eau potable. Elle a été menée sur deux volets, une partie basée sur la récolte de l'information et des diverses recommandations ; et une partie qui a consisté à établir le schéma du réseau de l'alimentation en eau potable de la région d'étude et le schéma de la conduite d'adduction. A travers ces étapes nous avons :

Examiné tout d'abord la zone d'étude et estimé ses besoins en eau, par la suite dimensionné le nouveau réseau de distribution en utilisant des conduites en PEHD. La simulation et le dimensionnement de ce réseau est faite au moyen d'un logiciel de simulation hydraulique Epanet.

Aussi, nous avons calculé le diamètre de la conduite d'adduction d'un point de vue technico-économique avec un choix convenable du tracé.

Afin d'assurer l'approvisionnement en eau potable nous avons gardé le groupe électropompe immergé existant qui répond aux exigences techniques en termes de charge et débit.

Dans le but de garantir la pérennité des conduites et d'assurer leur bon fonctionnement, une protection contre le coup de bélier a été envisagée en installant un réservoir d'air anti-bélier d'un volume de 12 m³.

Enfin, pour aboutir efficacement à notre but visé, nous jugeons utile de protéger les conduites par la projection le long du réseau d'adduction de ventouses à chaque point haut pour évacuer les bulles d'air qui peuvent survenir à l'intérieur de la conduite, et des vidanges au niveau des points bas et des robinets vannes pour l'isolement des conduites en cas d'entretien et de réparation.

La réalisation du projet en question est estimée à **56868709,7 DA**

Ce travail constituera un outil d'aide de prise de décision auprès des services publics.

Références bibliographique

Références bibliographique

- [1] **SALAH Boualem** (E.N.S.H 1994) : Polycope d'alimentation en eau potable
- [2] **Jacque Bonvin** : Hydraulique urbaine I Captages- Réseaux d'adduction-réservoirs- Réseaux de distribution-Equipements- pompes – petites centrales hydrauliques (Version (2005))
- [3] **BURGEAP** (octobre 2000) : guide des projets adduction d'eau potable en milieu rural
- [4] **Guide** technique de réalisation de tranches DINEPA (juin 2013)
- [5] **Règles de pose des canalisations en plastique destinées aux projets d'alimentation en eau potable** : Ministre des ressources en eau
- [6] La pose des canalisations pour l'adduction et la distribution en eau potable. Fondation de l'eau 1990
- [7]. **Anonyme** : Catalogue technique des tubes polyéthylène (PE) et accessoires Chiali.
- [8] **Montpellier** : Guide technique de l'eau potable (Octobre2017).
- [9] **Cemagref** : Guide méthodologique d'études anti-bélier pour les réseaux d'eau (**FNDAE N°27**)
- Document de la D.R.E.

ANNEXES

Annexe (1) :Bultain d'analyse du forage

AGENCE NATIONALE DES RESSOURCES HYDRAULIQUES
DIRECTION REGIONALE OUEST
SERVICE LABORATOIRE
BULLETIN D'ANALYSE

APC BOUSSEMIGHOUN

FORAGE AEP BOUSSEMIGHOUN W. EL BAYADH

N° DEVR: _____
 N° LIEU: _____
 REPT D'EAU: FORAGE
 DATE / HEURE DU PRELEVEMENT: 27/09/2015 14H15
 X: 14097
 Y: 324356
 COTE / PROFOND: _____
 DEBIT / VOLUME: _____
 TEMPERATURE: _____
 CODE: 22220
 N° LABO: 14958
 ODEUR: SANS
 COULEUR: INCOLORE

RESULTATS DES ANALYSES FONDAMENTALES

Mg / L	Meq / L	Cl:	Mg / L	Meq / L	Td en °F:
120	6	197	197	5,56	61
76	6,25	SO4	284	5,92	TA en °F
92	4	CO3	0	0	6
6	0,14	CO3H	176	2,89	TAC en °F
16,39		NO3	63	1,02	PH
1282		S_anions		15,39	RS_110°C (mg/l)
973		S_cations	1015		1180

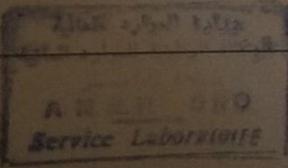
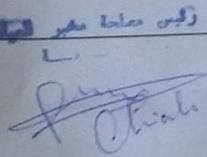
RESULTATS DES ANALYSES COMPLEMENTAIRES (Mg/L)

0	MO_ACIDE	0,9	TURBIDITE en NTU	1
0,02	MO_BASIQUE		CO2 LIBRE	
0	SiO2	15,2	TEST MARBRE	
6	MES à 600°C		MVS	

RESULTATS DES ANALYSES DE POLLUTION (Mg/L)

	DCO		CADMIUM		FER		HUILE	
	DBO5		ZINC		MANGANESE		µg/l	
	PHOSPHORE		CUIVRE		MERCURE		µg/l	DIEZEL
	Matières Decantables (ml/l)		CHROME TOTAL		Chlorophyllie a		µg/l	PHENO
							µg/l	

carbonatée Calcique de qualité Chimique bonne à passable. IMPROPRE A LA CONSOMMATION par x élevé en Nitrate.

Annexe (2) : Bultain d'analyse de la source AOUINAT ES-NAM TITENIMILA

AGENCE NATIONALE DES RESSOURCES HYDRAULIQUES
DIRECTION REGIONALE OUEST
SERVICE LABORATOIRE
BULLETIN D'ANALYSE



APC BOUSSEMGHOUN

SOURCE AOUINAT ES-NAM TITENIMILA W. EL BAYADH

SOURCE		TEMP en °C	CODE	32320
13/09/2013	T1H20	CODE / PROFOND	N° LABO	14830
		Y	ODEUR	SANS
		DEBIT / VOLUME	COULEUR	INCOLORE

RESULTATS DES ANALYSES FONDAMENTALES

Mg/L	Mme/L	Cl	Mg / L	Meq / L	TH en °F
311	4,85	275	275	7,78	52
710	5,75	383	383	7,98	TA en °F
285	14,7	0	0	0	TAC en °F
5	0,22	271	271	4,44	PH
	21,22	45	45	0,73	RS_110°C
	1,554	S_anions		20,93	(mg/l)
	1,253	S_cations	1391		

RESULTATS DES ANALYSES COMPLEMENTAIRES (Mg/L)

0	MO_ACIDE	3,1	TURBIDITE en NTU	2
0,03	MO_BASICQUE		CO2 LIBRE	
0,04	SiO2	18,1	TEST MARBRE	
5	MES à 500°C		MVS	

RESULTATS DES ANALYSES DE POLLUTION (Mg/L)

	DCO		CADMIUM		FER		HUILE	
	DBO5		ZINC		MANGANÈSE		DIEZEL	
	PHOSPHORE		CUVRE		MERCURE		PHENO	
	Matières Dissolubles (m/l)		CHROME TOTAL		Chlorophylle a			
					µg/l			

INTERPRETATION DES RESULTATS

Eau Bicarbonatée Sodique de qualité Chimique passable. IMPROPRE A LA CONSOMMATION par son teneur élevée en sodium.

[Signature]

Annexe (3) : Répartition horaire des pourcentages du débit maximum journalier

heures	Nombres d'habitants				
	Moins de 10000	De 10001 à 50000	De 50001 à 100000	Plus de 100000	Agglo. de type rural
1	2	3	4	5	6
0_1	1	1,5	3	3,35	0,75
1_2	1	1,5	3,2	3,25	0,75
2_3	1	1,5	2,5	3,3	1
3_4	1	1,5	2,6	3,2	1
4_5	2	2,5	3,5	3,25	3
5_6	3	3,5	4,1	3,4	5,5
6_7	5	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	6
11_12	5,5	6,25	4,7	4,6	8,5
12_13	7	5	4,4	4,6	8,5
13-14	7	5	4,1	4,55	6
14-15	5,5	5,5	4,2	4,75	5
15-16	4,5	6	4,4	4,7	5
16-17	5	6	4,3	4,65	3,5
17-18	6,5	5,5	4,1	4,35	3,5
18-19	6,5	5	4,5	4,4	6
19-20	5	4,5	4,5	4,3	6
20-21	4,5	4	4,5	4,3	6
21-22	3	3	4,8	4,2	3
22-23	2	2	4,6	3,75	2
23-24	1	1,5	3,3	3,7	1

Annexe (4): Tableau des vitesses et débits des diamètres PE 100 , PN10

D=160 mm		D=200 mm		D=250		D=315 mm	
Di=141 mm		Di=176,2		Di=220,4		Di=277,6	
Vitesse(m/s)	debit (l/sec)						
0.20	3.12	0.20	4.87	0.20	7.63	0.20	12.10
0.30	4.68	0.30	7.31	0.30	11.44	0.30	18.15
0.40	6.24	0.40	9.75	0.40	15.25	0.40	24.20
0.50	7.80	0.50	12.19	0.50	19.07	0.50	30.25
0.60	9.36	0.60	14.62	0.60	22.88	0.60	36.30
0.70	10.92	0.70	17.06	0.70	26.69	0.70	42.35
0.80	12.49	0.80	19.50	0.80	30.51	0.80	48.39
0.90	14.05	0.90	21.93	0.90	34.32	0.90	54.44
1.00	15.61	1.00	24.37	1.00	38.13	1.00	60.49
1.10	17.17	1.10	26.81	1.10	41.95	1.10	66.54
1.20	18.73	1.20	29.25	1.20	45.76	1.20	72.59
1.30	20.29	1.30	31.68	1.30	49.57	1.30	78.64
1.40	21.85	1.40	34.12	1.40	53.39	1.40	84.69
1.50	23.41	1.50	36.56	1.50	57.20	1.50	90.74

D=75 mm		D=90		D=110		D=125	
Di=66		Di=79,2 mm		Di=96,8mm		Di=110,2	
Vitesse(m/s)	débit (l/sec)						
0.20	0.68	0.20	0.98	0.20	1.47	0.20	1.91
0.30	1.03	0.30	1.48	0.30	2.21	0.30	2.86
0.40	1.37	0.40	1.97	0.40	2.94	0.40	3.81
0.50	1.71	0.50	2.46	0.50	3.68	0.50	4.77
0.60	2.05	0.60	2.95	0.60	4.41	0.60	5.72
0.70	2.39	0.70	3.45	0.70	5.15	0.70	6.67
0.80	2.74	0.80	3.94	0.80	5.88	0.80	7.63
0.90	3.08	0.90	4.43	0.90	6.62	0.90	8.58
1.00	3.42	1.00	4.92	1.00	7.36	1.00	9.53
1.10	3.76	1.10	5.42	1.10	8.09	1.10	10.49
1.20	4.10	1.20	5.91	1.20	8.83	1.20	11.44
1.30	4.45	1.30	6.40	1.30	9.56	1.30	12.39
1.40	4.79	1.40	6.89	1.40	10.30	1.40	13.35
1.50	5.13	1.50	7.39	1.50	11.03	1.50	14.30

Annexe (5) : calcul du volume des réservoirs d'air méthode de (VEBERT)

ABAQUE

DE M. VIBERT

POUR LE CALCUL SIMPLIFIÉ
DES RÉSERVOIRS D'AIR

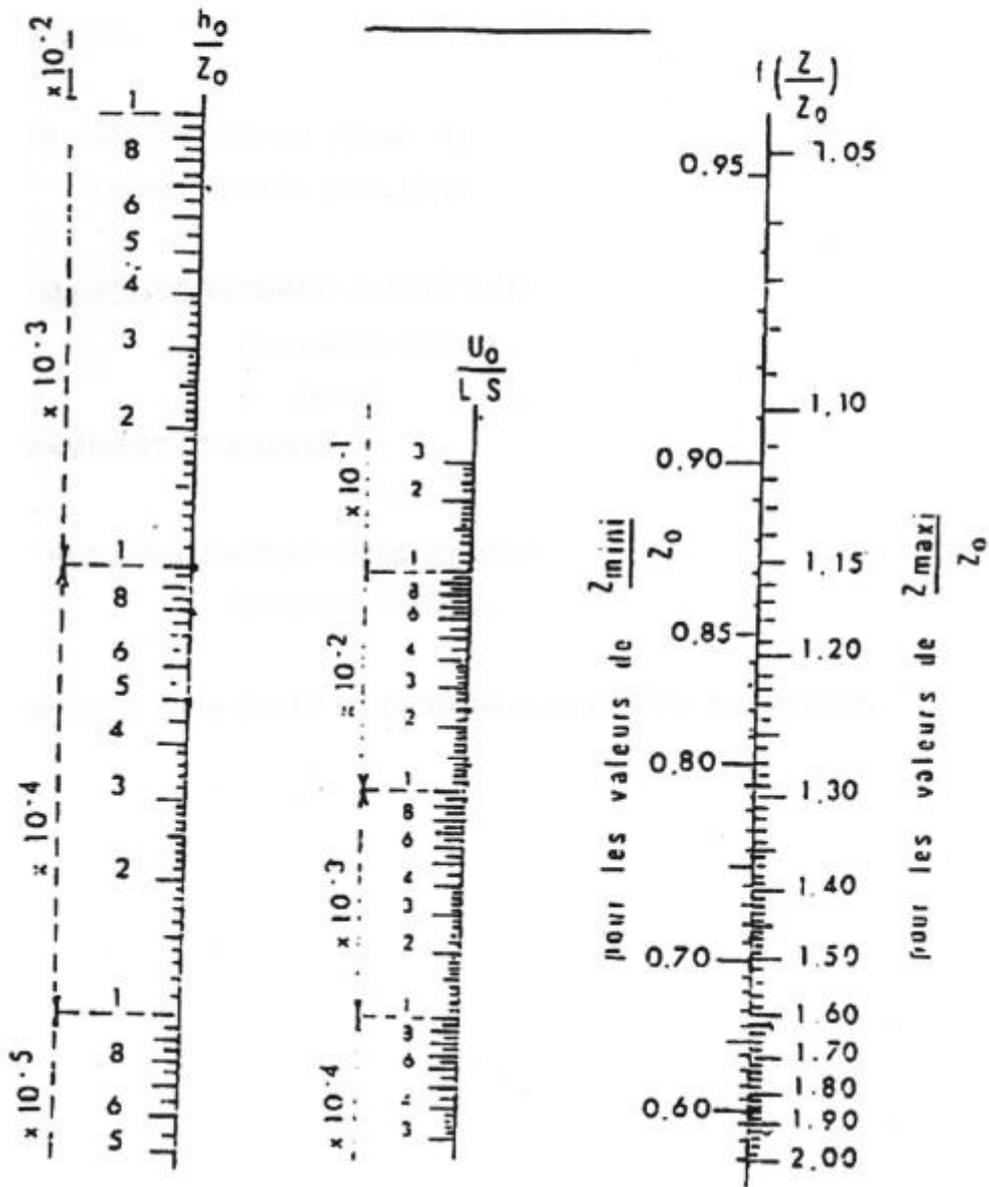


PLANCHE XXVII

