

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Etude de l'alimentation en eau potable des localités Sellamat
et Draa Bourfia (w. Bouira).

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0036-16

APA Citation (توثيق APA):

Lazouzi, Kamilia (2016). Etude de l'alimentation en eau potable des localités
Sellamat et Draa Bourfia (w. Bouira)[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Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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: AEP

THEME

**Etude de l'alimentation en eau potable des localités Sellamat et
Draa Bourfia -Wilaya de Bouira -**

Présenté Par :

LAZOUZI Kamilia

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
M ^r AMMARI Abdelhadi	M.C.B	Président
M ^r BOUFEKANE Abdelmadjid	M.A.A	Examineur
M ^{me} BELABES Salima	M.A.A	Examineur
M ^{me} KADI Latifa	M.A.A	Promotrice

Session 2016-2017

Dédicace

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

✓ *Ma très chère mère Tassadite*

✓ *Mon très cher père Hamid*

✓ *Mon époux Noureddine*

✓ *Mon cher frère Mohamed.*

✓ *Mes très chères sœurs Rosa ; Yasmine et Mariem*

✓ *Toute ma famille.*

✓ *Tous mes amis sans exception.*

Remerciements

Je tiens à remercier et rendre grâce à DIEU le tout puissant de m'avoir donné le courage et la volonté de mener à bien terminer ce modeste travail.

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

Mes chers parents pour les encouragements qu'ils ont manifestés tout au long de mon parcours.

Ma promotrice M^{me} L.KADI pour son encadrement et ses orientations judicieuses qui nous ont été infiniment utiles.

Mon respect aux président de jury M^r AMMARI et les membres du jury qui me feront l'honneur d'apprécier mon travail.

ملخص

العمل المنجز في إطار مذكرة نهاية الدراسة يهدف إلى تغطية حاجيات المستهلك الحالية و المستقبلية لمنطقتي سلامات و ذراع بورفيا التابعة لبلدية عين العلوي (ولاية البويرة)، التي مازالت لحد الآن تفتقر لشبكة المياه و ذلك عن طريق نقل المياه الصالحة للشرب من خزان الماء الذي تبلغ سعته 1000 م³. لهذا قمنا بدراسة جميع الهياكل اللازمة لنقل الماء في أحسن الظروف.

Résumé :

Notre projet de fin d'étude est une étude descriptive pour la réalisation de réseau d'adduction à partir d'un réservoir de capacité 1000 m³ et un réseau de distribution pour les deux localités Sellamet et Draa Bourfia afin de satisfaire les besoins en eaux actuelle et future des habitants des deux localités qui n'ont pas jusqu'à maintenant un réseau d'alimentation en eau potable.

Abstract

This study done to cover the present and future needs of the consumers in both localities Sellamet and Draa Bourfia , through the transfer of potable water from the reservoir of 1000 m³ capacity. For this we examined all the structures necessary for the transfer of water in the best conditions.

Sommaire

	Page
Introduction générale	1

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Introduction.....	2
I.1.Situation géographique	2
I.2.Situation topographique.....	3
I.3. Situation géologique.....	3
I.3.1.Sismicité	3
I.4. Situation hydrographique.....	3
I.5. Situation climatique	3
I.6. Situation de distribution d'eau actuelle	4
Conclusion.....	5

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

Introduction.....	6
II.1.Estimation de la population future.....	6
II.2.Catégories de consommation de la région d'étude.....	7
II.3.Choix de la norme unitaire de consommation.....	7
II.3.1.Définition.....	7
II.4.Évaluation de la consommation moyenne journalière.....	7
II.4.1. La consommation moyenne journalière domestique.....	7
II.4.2. La consommation moyenne journalière des différents équipements	8
II.4.3. Récapitulation de La consommation moyenne journalière totale.....	8
II.5.Variation des débits de consommation dans le temps.....	9
II.5.1. Variation journalières.....	9
II.5.1.2. La Consommation maximale journalière ($Q_{min j}$).....	9
II. 5.1.1. La consommation minimale journalière ($Q_{max j}$).....	9
II.5.2. Variation horaire.....	10
II.6 : Bilan des ressources et besoins	12
Conclusion.....	12

Chapitre III : Etude d'adduction

Introduction.....	13
III.1.Classification d'adduction	13
III.2.Types d'écoulements.....	13
III.3.Critères du choix du tracé.....	14
III.4.Choix du type de matériaux.....	14
III.5. Etude d'adduction	15
III.5.1Proposition des variantes.....	15
III.6.Dimensionnement de l'adduction.....	17
III.6.1.Cas gravitaire	17
III.6.1.1.Méthode de calcul.....	17
III.6.1.2.Calcul de diamètre avantageux de l'adduction gravitaire.....	18
III.6.1.3.La vitesse d'écoulement.....	18
III.6.2.Cas de refoulement	19
III.6.2.1.Méthode de calcul.....	19
III.6.2.2.Calcul des pertes de charge.....	19
III.6.2.3.Dimensionnement de refoulement.....	22
III.6.2.4.Calcul des frais d'exploitation.....	22
III.7. Choix de type de pompe.....	24
III.7.1. Critère Choix Du Type De Pompe.....	24
III.7.2. Choix Du Nombre De Pompes.....	24
Conclusion.....	25

Chapitre IV : Réservoirs de stockage

Introduction :

IV.1. Classification des réservoirs	26
VI.2. Emplacement des réservoirs	26
IV.3.Équipement du réservoir	27
IV.4. Capacité des réservoirs	28
IV.4.1.La méthode analytique.....	29

IV.5. Dimensionnement des réservoirs du système d'adduction	29
IV.5.1. Dimensionnement de la bache de reprise.....	29
IV.5.2. Dimensionnement de réservoir terminal	30
IV.6. Détermination des dimensions du réservoir (diamètre ; hauteur et surface).....	31
Conclusion.....	32

Chapitre V : Dimensionnement du réseau de distribution

Introduction.....	33
V.1. Définition d'un réseau de distribution	33
V.2. Classification du réseau de distribution.....	34
V.3. Dimensionnement du réseau de distribution.....	34
V.4. Calcul hydraulique du réseau.....	35
V.4.1. Détermination des débits du réseau	35
V.4.1.1. Détermination de débit route.....	35
V.4.1.2. Débit spécifique.....	35
V.4.1.3. Les débits nodaux	35
V.4.1.4. Débits dimensionnement.....	36
V.4.2 : Détermination des diamètres	37
V.4.3. Détermination de la cote de radier de réservoir.....	38
V.6. Résultats de simulation du réseau suivant logiciel Epanet	38
V.6.1. Paramètres hydrauliques du réseau	38
V.7. Interprétation des résultats	42
Conclusion	42

Chapitre VI : Protection contre le coup de bélier

Introduction.....	43
VI.1. Causes de coup de bélier.....	43
VI.2. Les risques dus aux coups de bélier.....	46
VI.3. Analyse physique du phénomène du coup de bélier	44
VI.3.1. Première phase.....	44
VI.3.2. Deuxième phase.....	44
VI.3.3. Deuxième phase.....	44

VI.3.4. Quatrième phase	44
VI.4.Moyen de protection contre le coup de bélier	44
VI.4.1.Cheminée d'équilibre	45
VI.4.2.Vanne à fermeture lente.....	45
VI.4.3.Volant d'inertie	45
VI.4.4.Le réservoir d'air.....	45
VI.5.Principe de fonctionnement du réservoir d'air.....	46
VI.6.Calcul des réservoirs d'air.....	46
VI.6.1.Calcul de la célérité.....	46
VI.6.2.Méthodes de calcul du réservoir d'air.....	47
VI.6.3.Calcul du réservoir d'air par la méthode de PEUH et MEUNIER	47
VI.7.Calcul du volume du réservoir d'air pour la conduite de refoulement.....	49
VI.8.Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier.....	51
VI.8.1.Calcul pour le tronçon (Réservoir-SP).....	51
Conclusion	52

Chapitre VII : Pose de canalisation

Introduction.....	53
VII.1.Principe de pose des canalisations.....	53
VII.1.2. Pose de canalisation en terre.....	53
VII.1.3. Pose à proximité d'une conduite d'assainissement.....	53
VII.1.4. Pose des conduites en traversées des routes.....	53
VII.1.5. Traversée d'une rivière.....	55
VII.2. Les différents travaux de mises en place des canalisations	55
VII.2.1. Implantation du tracé des tranchées sur le terrain	55
a. Materialisation	55
b. Nivellement.....	55
VII.2.2. Excavation des tranchées.....	55
VII.2.2.1. Enlèvement de la couche végétale	55
VII.2.2.2. Réalisation des fouilles.....	55
VII.2.3. Mise en place des canalisations.....	56
VII.2.4. Epreuve de joints et de la canalisation	56
VII.2.5. Remblayage des tranchées	56
VII.2.6. Nivellement et compactage	57
VII.2.7. Mise en service du réseau	57

Conclusion	57
------------------	----

Chapitre VIII : Devis quantitatif et estimatif

Introduction	58
VIII.1. Calcul des volumes des travaux.....	58
VIII.1.1.Calcul du volume de la couche végétale	58
VIII.1.2.Calcul du volume du déblai de notre étude	60
VIII.1.3.Lit de sable	60
VIII.1.4.Volume de la conduite.....	60
VIII.1.5.Remblai compacté.....	60
VIII.1.6.Volume des Déblais foisonné	61
VIII.1.7.Volume excédentaire (V_{Exc}).....	61
VIII.2.Devis estimatif	62
Conclusion.....	62
Conclusion générale	63

Liste des tableaux

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Tableau I.1: Valeurs moyennes mensuelles et annuelles de la température à la station d'El Hachimia (période 1970-2009).....	4
Tableau I.2 : Valeurs moyennes mensuelles et annuelles des vents à la station d'El Hachimia (période 1970-2009).....	4
Tableau I.3 : Pluviométrie moyenne mensuelle à la station d'El Hachimia (1970-2009).....	4

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

Tableau II.1 : Population future pour les localités Sellamet et Draa Bourfia.....	6
Tableau II.2 : consommation moyenne de la population.....	8
Tableau II.3 : besoin en eau des équipements.....	8
Tableau II.4 : la consommation moyenne journalière totale.....	8
Tableau II.5: Récapitulatif des débits maximums et minimums journaliers.....	10
Tableau II.6. : Variations du débit horaire de la consommation en eau potable.....	10
Tableau II.7 : Bilan ressources- besoins.....	12

Chapitre III : Etude d'adduction

Tableau III.1: Coefficients : K' , m , β pour différents types du tuyau.....	18
Tableau III.2: Diamètres calculés pour l'adduction gravitaire.....	18
Tableau III.3: Diamètres normalisés et vitesse pour l'adduction gravitaire	19
Tableau III.4: Variation des HMT en fonction du diamètre.....	23
Tableau III.5 : Variation des frais d'exploitation en fonction du diamètre.....	23
Tableau III.6: Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre.....	23
Tableau III.7: Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation.....	23
Tableau III.8 : Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre.....	25

Chapitre IV : Réservoirs de stockage

Tableau IV.1 : Détermination de la capacité de réservoir d'eau.....	30
Tableau. IV.2 : les dimensions des réservoirs projeté.....	32

Chapitre V : Dimensionnement du réseau de distribution

Tableau V.1 : Récapitulatif des débits de calcul.....	35
Tableau V.2 : Calcul des débits aux nœuds (cas de pointe).....	36
Tableau V.3 : Débits de dimensionnement.....	37

Tableau V.4 : Détermination des diamètres.....	37
Tableau V.5 : cote piézométrique et pression des nœuds de réseau.....	38
Tableau V.6 : Vitesse et perte de charge des arcs du réseau.....	39

Chapitre VI : Protection contre le coup de bélier

Tableau VI.1: caractéristiques de la conduite de refoulement.....	49
Tableau VI.2 : Profil en long (absolu) de la conduite de refoulement.....	49
Tableau VI.3 : Les caractéristiques de la conduite gravitaire.....	51

Chapitre VIII : Devis quantitatif et estimatif

Tableau VIII.1 : calcul du volume de la couche végétale	58
Tableau VIII.2 : calcul du volume du déblai.....	59
Tableau VIII.3 : calcul du volume de sable.....	60
Tableau VIII.4 : calcul du volume de la conduite.....	60
Tableau VIII.5 : volumes et des travaux totaux.....	61
Tableau VIII.6 : Cout des travaux de terrassement et des conduites.....	62

Liste des figures

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Figure I.1 : Localisation de la zone d'étude.....2

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

Figure II.1 : Graphique de consommation de la région d'étude.....11

Figure II.2 : Courbe de la consommation cumulée.....12

Chapitre III : Etude d'adduction

Figure III.1 : schéma synoptique de la variante n°01.....16

Figure III.2 : schéma synoptique de la variante n°02.....17

Figure III.3: Bilan des frais d'investissement et d'exploitation.....24

Chapitre IV : Réservoirs de stockage

Figure .IV.1 : Equipements hydrauliques d'un réservoir.....27

Chapitre V : Dimensionnement du réseau de distribution

Figure V.1: Débit et pression pour le (cas de pointe).....40

Figure V.2: altitude des nœuds et vitesse pour le (cas de pointe).....41

Chapitre VI : Protection contre le coup de bélier

Figure VI.1: Cheminée d'équilibre sur une conduite de refoulement.....45

Figure VII.2 : Profil en long des pressions.....48

Figure VI.3: Profil en long absolu (SP –Réservoir).....50

Chapitre VII : Pose de canalisation

Figure VII.1: Pose à proximité d'une conduite d'assainissement.....54

Figure VII.2: Traversée d'une route au moyen d'une gaine.....55

Liste des planches

Planche N°1 : Plan de masse avec trace de l'adduction.

Planche N°2 : trace en plan du réseau de distribution.

Planche N°3 : Ouvrages de stockage d'eau potable.

Planche N°4 : Profil en long de la conduite d'adduction avec accessoires.

Planche N°5 : profil en plan de la conduite principale du réseau de distribution.

Planche N°6 : détail des nœuds.

INTRODUCTION GENERALE

Introduction générale

L'eau avant d'être une ressource est une source. C'est la source de la vie car sa seule absence marque la fin de toute existence vivante.

Par ailleurs à la différence des autres ressources notamment l'énergie, l'eau n'est pas substituable. Ainsi pour produire un kwh d'énergie électrique on peut utiliser du pétrole, du nucléaire, du charbon, de l'eau, du gaz, du vent. En revanche on ne peut pas remplacer l'eau par une autre matière tant pour l'agriculture que pour l'alimentation animale et humaine.

A ce double égard (vital et non substituable) l'eau acquiert plus que toute autre ressource un caractère vital et stratégique. Sa maîtrise est synonyme de survie et sera un facteur de puissance ou de faiblesse pour les nations.

De nos jours, l'eau représente 71% de l'espace sur la planète, mais 3% de l'or bleu est douce, seulement 0.7 % est accessible à la consommation humaine. Cette quantité d'eau est estimée suffisante.

L'accès à une eau de qualité et en quantité est un enjeu vital. Elle est disputée dans toutes les régions du monde. La gestion de cette ressource est importante pour les sociétés humaines, mais elle est différente selon les pays (Leur niveau de richesse et leur besoin en eau).

Indispensable à la vie, l'eau potable n'est pas accessible à tous. En effet toutes les eaux de la nature sous forme de rivières, lacs, cours d'eau ou nappes phréatiques ne sont pas bonnes à boire. Même une eau d'apparence limpide transporte en son sein toutes sortes de substances inertes et vivantes dont certaines peuvent être nocives pour l'organisme humain. Pour pouvoir être consommée sans danger, l'eau doit donc être traitée, mais la pollution croissante des réserves rend cette opération de plus en plus délicate, obligeant les traiteurs d'eau à constamment innover.

Dans ce contexte s'inscrit le thème de mon mémoire de fin d'étude intitulé l'étude Etude de l'alimentation en eau potable des localités Sellamet et Draa Bourfia –wilaya de Bouira-

CHAPITRE I
**PRESENTATION DE LA ZONE
D'ETUDE**

Chapitre I

Présentation de la zone d'étude

Introduction :

Pour un avant projet, il est indispensable d'avoir une description de la zone d'étude du point de vue géographique, géologique, climatique, démographique et hydraulique. C'est l'objectif de ce premier chapitre qui va nous aider dans notre étude d'alimentation en eau potable des localités de Draa Bourfia et de Sellamet, se trouvant dans la wilaya de Bouira.

I.1. Situation géographique :

Sellamet et **Draa Bourfia** sont deux villages de la commune d'Ain Laloui qui se situe au sud-ouest de la ville de Bouira et s'étale sur une superficie de 5847 hectares avec une altitude moyenne de **600m**. Elle est limitée par :

- La commune Ain Lahdjar au nord-est
- La commune Ain Bessam au nord
- La commune de Souk El Khemis au nord-ouest
- La commune El-Hachimia au sud-est
- La commune Raouraoua au sud-ouest
- La commune Sour-El-Ghozlane au sud
- La commune d'El- Khebouzia à l'ouest.



Figure I.1 : Localisation de la zone d'étude

I.2. Situation topographique :

Le relief de la zone d'étude est relativement plat aux environs immédiats de la plaine de l'oued Lakhel (se situe au nord des deux localités). Plus au nord (à partir du chemin de wilaya CW99) le relief devient de plus en plus accidenté.

I.3. Situation géologique :

La reconnaissance géologique du site nous permettra de prendre les dispositions indispensables à la réalisation des tranchées. Ainsi que le choix des engins de terrassement à utiliser.

La zone concernée par l'étude est essentiellement caractérisée par la présence de formations argileuses (terrain à vocation agricole), attribuée aux formations post-nappes, cernée au loin (hors de la zone d'étude) par les séries allochtones correspondant à des nappes de charriage. Plus loin encore (à l'ouest) cette série argileuse devient moins importante par la présence des séries autochtones. Il s'agit des affleurements en fenêtres tectoniques de l'Albien de la chaîne des Bibans. De part la morphologie et la nature des terrains traversés, aucune manifestation d'instabilité (faille, plissement,...) n'a été relevée.

I.3.1.Sismicité :

Selon le RPA 2003, la wilaya de Bouira est classée en zone **sismique II** qui se définit ainsi: la secousse sismique est modérée, les études d'aménagement doivent procurer la rigidité et la résistance nécessaire à une protection acceptable contre des dommages corporels et des désordres structuraux importants.

I.4. Situation hydrographique :

Le réseau hydrographique est défini comme étant l'ensemble des cours d'eau naturels ou artificiels, permanents ou temporaires, qui participent à l'écoulement. C'est l'une des caractéristiques les plus importantes du bassin.

Le réseau hydrographique de notre région d'étude est représenté par un oued principal qui est l'oued Lakhel ainsi que ses affluents.

I.5. Situation climatique :

Le climat de la région est méditerranéen typique avec un été sec et chaud et un hiver doux et humide. Les données climatiques (température, humidité relative et vent) sont fournies par l'ANRH de Blida à la station d'EL Hachimia (code 15 01 03) pour la période (1970-2009).

❖ La température

Le tableau ci-dessous présente quelques températures ; La température moyenne mensuelle varie entre un minimum de 6.4 °C enregistré au mois de janvier et un maximum de 30.2 enregistré au mois d'aout.

Tableau I.1 : Valeurs moyennes mensuelles et annuelles de la température à la station d'El Hachimia (période 1970-2009).

Mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Jui	Juil	Aou	ANN
Min (°C)	6.4	6.9	10.3	10.9	13.8	19	24.3	25.3	20.2	15.5	11.2	6.7	14.2
Max (°C)	10.9	12.2	15.1	14.9	21.4	25.1	28.3	30.2	25.4	21.6	13.5	11.3	19.1
Moy (°C)	8.1	9.1	11.1	13.2	18	23.1	26.5	27.1	22.7	17.8	12.4	9.1	16.5

Source ANRH (Blida)

❖ Les vents

D'après les observations recueillies à la station d'El Hachimia, les vents prédominants sont d'ouest en est. Le tableau suivant indique les variations concernant les moyennes mensuelles et annuelles.

Tableau I.2 : Valeurs moyennes mensuelles et annuelles des vents à la station d'El Hachimia (Période 1970-2009)

Mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Jui	Juil	Aou	ANN
Vmoy(m/s)	3.8	2.5	4.7	5.5	3.8	5.2	4.3	3.8	4.5	4.9	3.8	5.0	4.3
Vmax(m/s)	25	20	26	38	28	34	21	29	34	30	27	36	29

Source ANRH(Blida)

❖ La pluviométrie

Les pluies sont concentrées sur une partie de l'année (d'octobre à mars). La période humide débute du mois de novembre jusqu'à mois d'avril. La période sèche s'étale du mois de juin au mois d'aout. La précipitation moyenne annuelle est de 375.2 mm.

Le tableau suivant présent les répartitions des pluies moyennes mensuelles et annuelle à la station d'El Hachimia.

Tableau I.3 : Pluviométrie moyenne mensuelle à la station d'El Hachimia (1970-2009)

Mois	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aou	ANN
Moy(mm)	27.1	30.3	40.6	44.5	50.7	42.0	46.4	40.7	30.2	12.7	4.1	5.9	375.2

Source ANRH(Blida)

I.6. Situation de distribution d'eau actuelle :

Ces deux localités (**Sellamate et Draa Bourfia**) ne sont pas dotées d'ouvrage de stockage et sont dépourvues de réseau de distribution.

Conclusion :

Dans ce chapitre on a présenté les données de bases qui sont nécessaires pour pouvoir aborder le projet d'adduction des centres de Sellamat et Draa Bourfia. Vu que le système d'alimentation est inexistant, notre objectif consiste à prévoir un nouveau système adéquatement dimensionné pour pouvoir répondre aux besoins en eau des deux agglomérations.

CHAPITRE II

ESTIMATION DES BESOINS EN EAU

Chapitre II

Estimation des besoins en eau

Introduction :

Ce chapitre a pour objectif ; l'étude de l'évolution de la population ainsi que l'évolution de ses besoins en eau pendant une période d'étude de 30 ans.

L'estimation des besoins en eau potable nous permet de connaître la consommation journalière de l'agglomération et donc dimensionner convenablement le réseau d'adduction et celui de distribution ainsi que les ouvrages hydrauliques nécessaires dans un système d'AEP.

II.1.Estimation de la population future :

Les réseaux d'alimentation en eau potable sont dimensionnés de façon à satisfaire les besoins à long terme. La formule des intérêts composés est utilisée pour la détermination du nombre d'habitants à l'horizon d'étude :

$$P_n = P_0(1 + t)^n \quad (\text{II.1})$$

Avec :

- P_n : Population à l'horizon d'étude.
- P_0 : Population actuelle.
- t : Taux d'accroissement de la population.
- n : Nombre d'années séparant l'année de référence et l'horizon d'étude.

Remarque : pour l'estimation de la population future :

- nous prenons un horizon de **30 ans**.
- D'après le service technique de l'APC de la commune de Bouira nous adopterons un taux d'accroissement de la population est de **3.1%** (qui est en fonction du développement du tissu urbaine) pour les deux localités.

Tableau II.1 : Population future pour les localités Sellamet et Draa Bourfia.

Nombre d'habitants en (2008)	Nombre d'habitants en (2016)	Nombre d'habitant à l'horizon de calcul (2046)
700	894	2234

II.2.Catégories de consommation de la région d'étude :

La quantité et la qualité d'eau potable à garantir pour une agglomération dépend du type de consommateurs existants ; c'est pour cela qu'on doit connaître toutes les catégories de consommation rencontrées au niveau de notre région d'étude.

Dans les localités de **Sellamet** et **Draa bourfia** nous avons :

- Besoins domestiques
- Besoin scolaire

II.3.Choix de la norme unitaire de consommation :

II.3.1.Définition :

La dotation ou la norme de consommation est définie comme étant la quantité moyenne d'eau consommée, par jour et par usager formant le type de consommateur. Elle est déterminée en fonction du :

- Niveau de vie de la population et de ses habitudes.
- Nombre d'habitants.
- Développement urbain et sanitaire de la ville.
- Des ressources existantes.

II.4.Évaluation de la consommation moyenne journalière :

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

$$Q_{\text{moy j}} = \frac{1}{1000} * \text{Dot} * N \quad (\text{II.2})$$

Avec :

Q_{moy j} : Consommation (débit) moyenne journalière en m³/j

N : nombre de consommateurs

Dot: dotation moyenne en litre/jour/consommateur.

II.4.1. La consommation moyenne journalière domestique :

Les besoins en eau domestique dépendent essentiellement du développement des installations sanitaires et les habitudes de la population et ils sont évolutifs d'un horizon à un autre. [8]

D'après le relevé statistique, on pourra avoir les consommations suivantes :

- **Commune rurale** : considère comme étant une agglomération de moins de 2000 hab. :125l/j/hab. (200 l/j/hab., si l'élevage est intensif)
- **Commune dont la population est supérieure à 2000 hab. :**
 - Ville de moins de 20000 hab. :150 à 200 l/j/ hab.
 - Ville de 20000 à 100000 hab. :200 à 300 l/j/hab.
 - Ville plus de 100000 hab. :300 à 350 l/j/hab.

Dans notre cas, nous prenons **200l/j/ha** tenant compte que notre agglomération est de (2234 habitants à l'horizon).

Les résultats sont représentés dans le **tableau II.2** ci après :

Tableau II.2 : consommation moyenne de la population.

Horizon	Nombre d'habitants	Dotation (l/j/hab)	Q _{moy j} (m ³ /j)
2046	2234	200	446.8

II.4.2. La consommation moyenne journalière des différents équipements :

Il faut noter que notre zone d'étude « Sellamet et Draa bourfia » est une zone agricole qui est pauvre en équipement. Actuellement, on note la présence d'une école primaire et d'une mosquée.

Les localités étudiés vont être dotées d'un système d'AEP, il y aura donc un développement en terme d'équipement. Pour tenir compte des besoins de ces équipements futurs dont nous n'avons pas d'informations précises, nous faisons une majoration de 20% du débit moyen journalier.

Tableau II.3 : besoin en eau des équipements.

Equipement	Unité	Nombre d'unité	Dotation (l/j/unité)	Q _{moy j} (l/j)
Ecole primaire	Elève	300	10	3000
Mosquée	Fidèle	700	10	7000

II.4.3. Récapitulation de La consommation moyenne journalière totale :

Tableau II.4 : la consommation moyenne journalière totale

Désignation des besoins	Débit moy journalier Q _{moy j} (m ³ /j)
Besoins Domestiques	446.8
Besoins Equipements	10
Besoins publics	89.36
Totale	546.16

En tenant compte des fuites et du gaspillage qui est estimé à 18 % du $Q_{moy j}$ on aura :

$$\text{Débit moyenne journalier} = 655.39 \text{ m}^3/\text{j}$$

La consommation moyenne journalière des localités de notre zone d'étude s'élèvera à l'horizon de 2046 à $655.39 \text{ m}^3/\text{j}$.

II.5 .Variation des débits de consommation dans le temps :

Les débits de consommation sont soumis à plusieurs variations dans le temps [8]:

- **Variations annuelles** qui dépendent du niveau de vie de l'agglomération considérée;
- **Variations mensuelles** et saisonnières qui dépendent de l'importance de la ville ;
- **Variations hebdomadaires** qui dépendent du jour de la semaine où la consommation est plus importante au début de la semaine qu'en week- end ;
- **Variations journalières** qui dépendent du régime de consommation de la population d'une heure à l'autre.

II.5.1. Variation journalières :

Au cours d'année, il existe une journée où la consommation est maximale ; de même, il existe une journée où la consommation est minimale par rapport à la consommation moyenne calculée. Elle est caractérisée par des coefficients d'irrégularité maximum $K_{max j}$ et minimum $K_{min j}$.

II.5.1.1. La consommation maximale journalière ($Q_{max j}$) :

C'est la consommation d'eau maximale du jour le plus chargé de l'année : il s'obtient par la relation suivante :

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

Avec :

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

$K_{max j}$: coefficient d'irrégularité journalière maximum, $K_{max,j} = (1,1 \text{ et } 1,3)$

NB : pour notre étude on prend $K_{max j} = 1,1$.

II.5.1.2. La Consommation minimale journalière ($Q_{min j}$) :

C'est la consommation d'eau minimale du jour le moins chargé de l'année. Il s'obtient par la relation suivante :

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

Avec :

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

$K_{min j}$: coefficient d'irrégularité journalière minimum, $K_{min j} = (0,7-0,9)$

NB : pour notre étude on prend $K_{min j} = 0,8$.

Tableau II.5: Récapitulatif des débits maximums et minimums journaliers.

Horizon	Qmoy j		K _{max j}	Qmax j		K _{min j}	Qmin j	
	m ³ /j	l/s		m ³ /j	l/s		m ³ /j	l/s
2046	655.39	7.59	1.1	720.93	8.35	0.8	524.31	6.07

II.5.2. Variation horaire :

Le débit de consommation subit non seulement des variations journalières mais aussi des variations horaires. Pour calculer le débit correspondant à chaque heure nous utilisons le tableau (II.6) qui donne le pourcentage du débit horaire par rapport au débit maximum journalier, et cela en fonction du nombre d'habitants donc :

$$Q_h = (P\% * Q_{max j}) \quad (II.5)$$

Avec :

Q_h = débit horaire nécessaire en (m³/h).

$P\%$ = pourcentage horaire.

Les résultats sont représentés dans le Tableau ci-après :

Tableau II.6 : Variations du débit horaire de la consommation en eau potable

Heures	consommation totale Q _{max,j} =720,93m ³ /j		consommation cumulée	
	%	(m ³ /h)	%	(m ³ /h)
0-1	1	7,21	1	7,21
1_2	1	7,21	2	14,42
2_3	1	7,21	3	21,63
3_4	1	7,21	4	28,84
4_5	2	14,42	6	43,26
5_6	3	21,63	9	64,88
6_7	5	36,05	14	100,93
7_8	6,5	46,86	20,5	147,79

8_9	6,5	46,86	27	194,65
9_10	5,5	39,65	32,5	234,30
10_11	4,5	32,44	37	266,74
11_12	5,5	39,65	42,5	306,40
12_13	7	50,47	49,5	356,86
13_14	7	50,47	56,5	407,33
14_15	5,5	39,65	62	446,98
15_16	4,5	32,44	66,5	479,42
16_17	5	36,05	71,5	515,46
17_18	6,5	46,86	78	562,33
18_19	6,5	46,86	84,5	609,19
19_20	5	36,05	89,5	645,23

Suite de Tableau II.6 : Variations du débit horaire de la consommation en eau potable

Heures	consommation totale $Q_{max,j}=720,93m^3/j$		consommation cumulée	
	20_21	4,5	32,44	94
21_22	3	21,63	97	699,30
22_23	2	14,42	99	713,72
23_24	1	7,21	100	720,93

A travers ce tableau, nous constatons que :

- $Q_{max\ h}= 50.47\ m^3/h$ qui survient entre 12h et 14h.
- $Q_{min\ h}= 7.21\ m^3/h$ qui s'observe pendant la nuit.

Le régime de consommation de la région étudiée ainsi que la courbe de la consommation cumulée sont données dans les figures II-1 et II-2 suivantes :

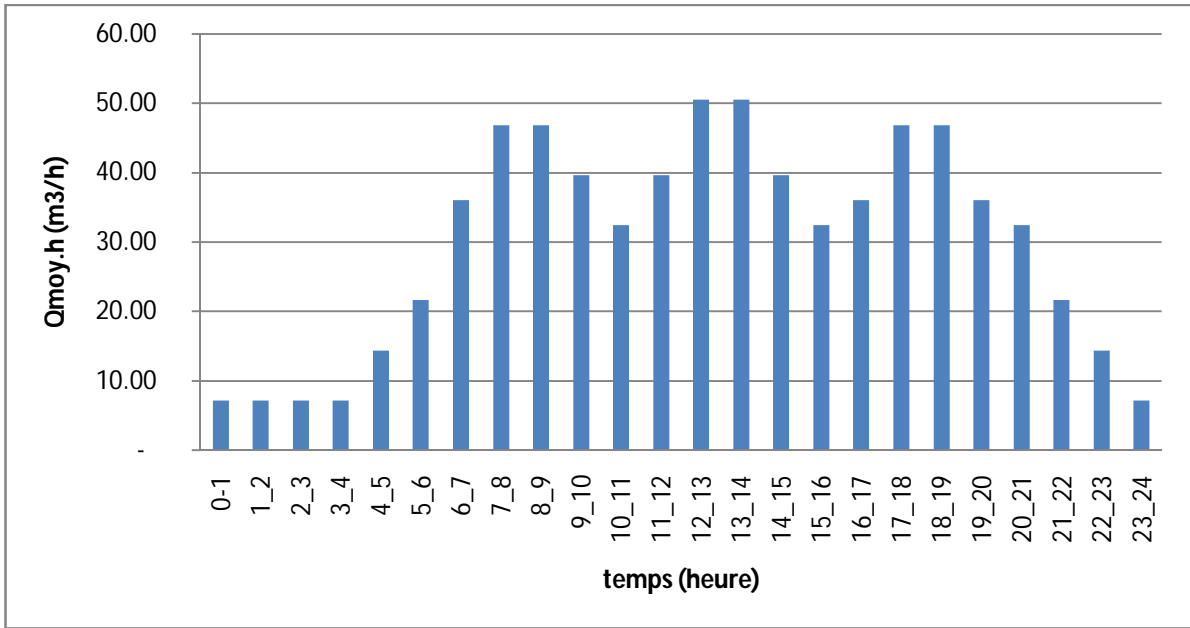


Figure II.1 : *Graphique de consommation de la région d'étude*

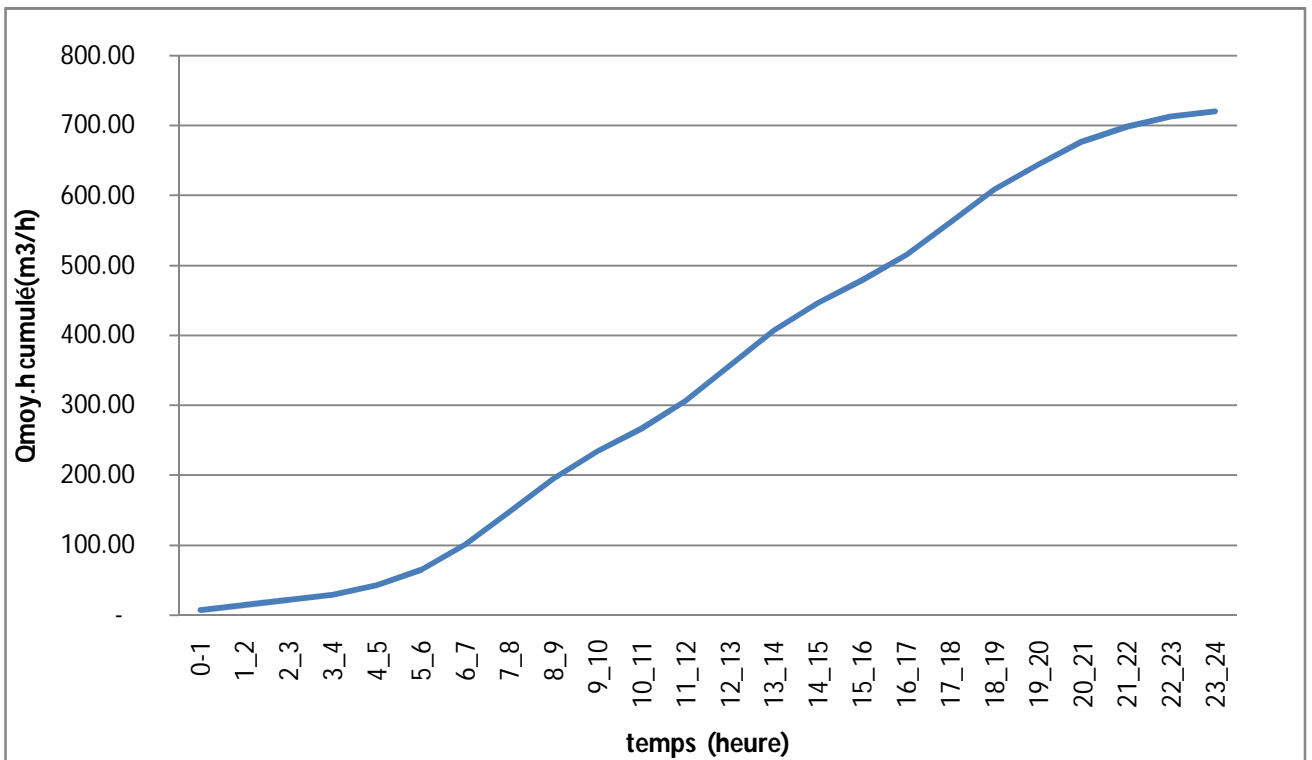


Figure II.2 : *Courbe de la consommation cumulée*

CHAPITRE III

ETUDE D'ADDUCTION

Chapitre III

Etude d'adduction

Introduction :

Pour assurer le transport de l'eau depuis la source jusqu'à l'agglomération que l'on souhaite alimenter, il est nécessaire de dimensionner une adduction. Cette dernière doit satisfaire à des conditions technico-économique.

Notre étude consiste à acheminer l'eau à partir du réservoir qui alimente le chef lieu d'une capacité de **1000 m³**, alimenté à partir du barrage de **Koudiat Acerdoune**, vers un autre réservoir à dimensionner, et ce afin de satisfaire la demande des deux localités Sellamet et Draa Bourfia.

III.1. Classification des adductions :

D'après leurs fonctionnements, les adductions peuvent être classées en trois groupes [8] :

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

a) Adduction gravitaire :

C'est une adduction où l'écoulement se fait gravitairement. On rencontre ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une côte supérieure à la côte piézométrique de l'ouvrage d'arrivée.

b) Adduction par refoulement :

Quand la source se trouve à un niveau bas par rapport au point d'arrivée, l'acheminement de l'eau d'un point à l'autre se fait à l'aide de pompes.

c) Adduction mixte:

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

III.2. Types d'écoulements :

On distingue deux types d'écoulement :

- Ecoulement à surface libre;

- Ecoulement en charge

a) Ecoulement à surface libre:

L'écoulement à surface libre se fait sans charge c'est-à-dire à la pression atmosphérique. On rencontre cet écoulement dans les adductions gravitaires seulement. Il peut être à ciel ouvert ou dans des canaux couverts.

b) Ecoulement en charge:

L'écoulement en charge se manifeste grâce à une certaine pression qui est supérieure à la pression atmosphérique. On rencontre ce type d'écoulement dans des réseaux sous pression ou dans les adductions par refoulement.

III.3. Critères du choix du tracé :

Le choix du tracé de la conduite doit tenir compte de certaines conditions qui sont :

- Distance la plus courte entre les deux points de départ et d'arrivée.
- Exploiter au maximum l'infrastructure de distribution existante (réservoirs; station de pompage; adduction...etc.).
- Conditions d'accès aisées (travaux, entretien, surveillance). C'est pour cela qu'il est préférable de faire passer les conduites à côté des routes.
- Eviter le maximum possible les pentes et contres pentes, qui peuvent donner lieu à des cantonnements d'air aux points hauts, et engendrer le phénomène de cavitation suite à un arrêt inopiné du groupe électropompe. Donc Il est important de chercher un profil en long aussi régulier que possible.

III.4. Choix du type de matériaux :

Le choix du type de matériaux des conduites constitue l'élément principal du réseau, leur choix doit répondre à certaines exigences, à savoir [1] :

- Facilité de la mise en œuvre ;
- Facilité d'entretien et d'exploitation ;
- Pression interne supportée par la canalisation ;
- Durée de vie ;

Sur le plan économique, le choix d'un matériau dépend essentiellement :

- Du prix de la fourniture et de transport ;
- La disponibilité sur le marché (surtout local) ;
-

Parmi les matériaux utilisés, nous pouvons citer :

L'acier, la fonte, le béton, le PVC (polychlorure de vinyle non plastifié) et le polyéthylène à haute densité PEHD.

NB : Dans ce présent projet, on opte pour des conduites en **PEHD** vu les avantages qu'elles présentent :

- Facile à poser (grande flexibilité) ;
- Fiable au niveau des branchements (Pas de fuites) ;
- Durée de vie prouvée par l'expérience et les tests de vieillissement (Durée de vie théorique 50 ans à 20 °C) ;
- Répond parfaitement aux normes de potabilité ;
- Résiste à tous types de corrosion, ainsi que l'entartrage ;
- Résiste chimiquement lors de transport de fluides industriels et des eaux usées ;
- Se raccorde facilement aux réseaux (fonte, acier) ;
- Insensible aux mouvements du terrain (tremblement de terre) ;
- Très bonne étanchéité.
- Bonnes caractéristiques hydrauliques (coefficient de rugosité très faible) ;

III.5. Etude d'adduction :

III.5.1. Proposition des variantes :

a. Pour le tracé de l'adduction: on propose deux variantes :

- **Variante 01:**

Dans cette variante le tracé de l'adduction suit le chemin de wilaya CW99 (à partir du réservoir 1000 m³ vers le réservoir de distribution) sur une longueur de 9000 m.

- **Variante 02:**

Dans cette variante on suit un chemin plus court que celui de la variante 01 entre les deux réservoirs; pour cette variante la longueur d'adduction (gravitaire + refoulement) est de 7850 m. (voir planche n°01).

Conclusion :

Bien que la variante n°01 présente l'avantage d'accès facile aux conduites (travaux, entretien, surveillance), le chemin est trop sinueux, ce qui engendre l'utilisation de beaucoup d'accessoires provoquant de grandes pertes de charge et augmente le coût du projet.

La variante n°02, par contre, présente le chemin le plus court et le plus direct.

Donc on choisit la variante n°02.

b. Concernant l'emplacement de la station de pompage: on propose deux variantes

➤ **Variante N°01** : Dans cette variante le système d'adduction est constitué de deux parties :

- Conduite gravitaire de longueur **3700 m** (à partir du réservoir existant de capacité 1000 m^3 vers la station de pompage projetée à une cote **665m NGA**).
- Conduite de refoulement de longueur **4150 m** (de la station de pompage vers un réservoir de distribution à projeter).

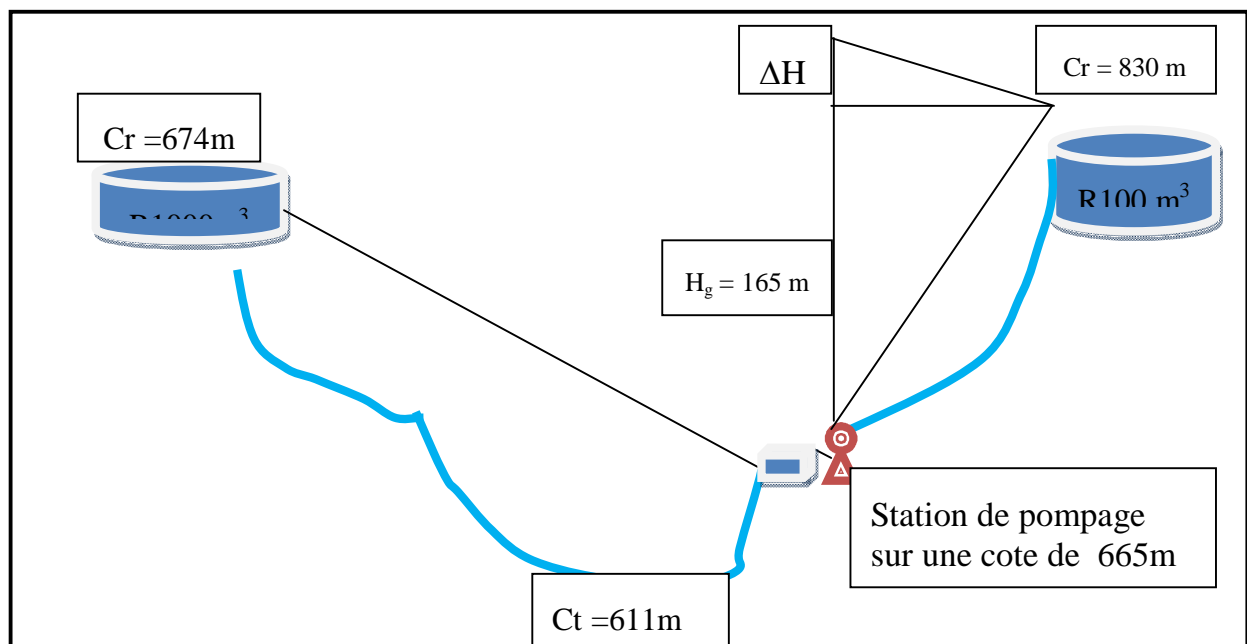


Figure III.1 : schéma synoptique de la variante n°01.

➤ **Variante N°02**: Dans cette variante le système d'adduction est constitué de deux parties:

- Conduite gravitaire à partir d'un réservoir de capacité 1000 m^3 vers la station de pompage projetée à une cote **645m NGA** sur une longueur de **400 m**.
- Conduite de refoulement de longueur **7450 m**.

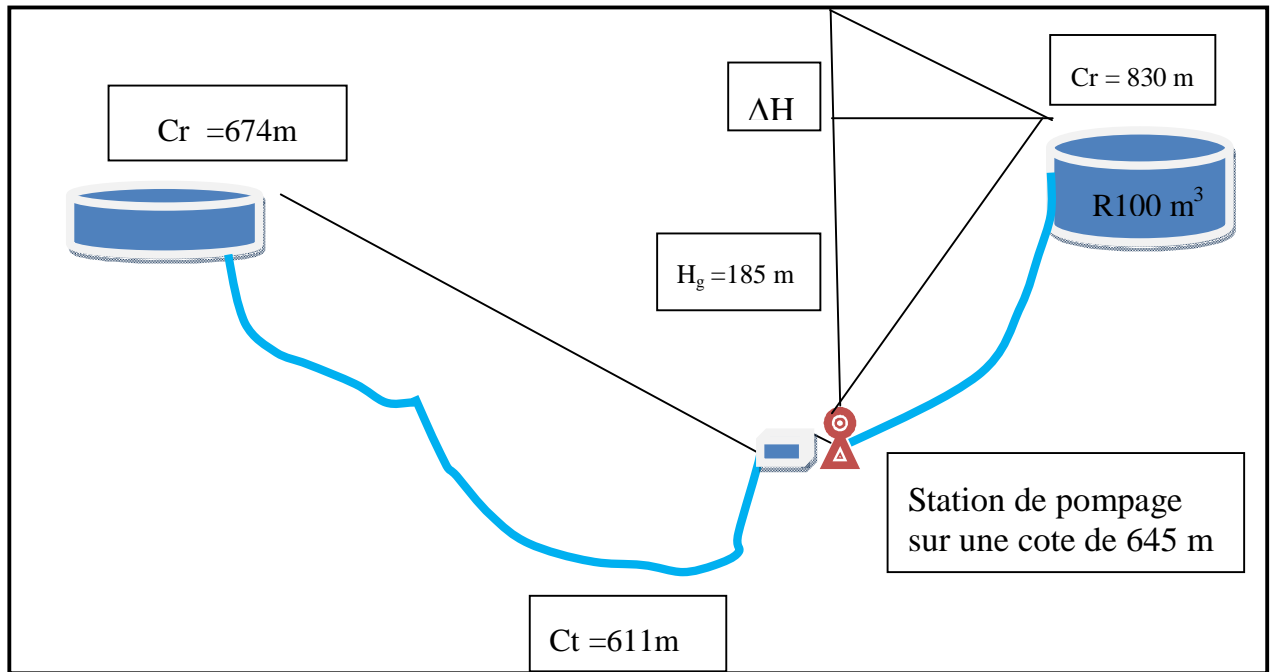


Figure III.2 : schéma synoptique de la variante n°02.

Conclusion :

On choisit la variante n°01 puisqu'elle présente une hauteur géométrique et une longueur de refoulement plus faible que la variante n°02.

III.6. Dimensionnement de l'adduction :

III.6.1. Cas gravitaire :

III.6.1.1. Méthode de calcul:

La formule la plus utilisée pour le calcul de la perte de charge pour un écoulement dans une conduite est la suivante [2] :

$$\Delta H = \frac{K' L_{eq} Q^\beta}{D_{av}^m} \quad (\text{III.1})$$

Avec :

ΔH : Perte de charge totale (m)

K' : Coefficient de perte de charge

I : Gradient hydraulique

Q : Débit véhiculé par la conduite (m³/s)

D_{av} : Diamètre avantageux calculé de la conduite (m)

β : Exposant tenant compte du régime d'écoulement

m : Exposant tenant compte du type du matériau

L_e : Longueur équivalente de la conduite (m)

$$L_e = L_g + L_{e\varepsilon} \quad (\text{III.2})$$

Avec :

L_g : Longueur géométrique de la conduite (m)

$L_{e\varepsilon}$: Longueur équivalente des pertes de charge singulière (m)

Dans le cas des adductions, les pertes de charge singulières sont estimées à 10% des pertes de charge linéaires.

$$\Delta H_t = 1.10 * \Delta H_l \Rightarrow L_e = 1.10 * L_g \quad (\text{III.3})$$

Avec :

ΔH_t : Perte de charge totale (m)

ΔH_l : Perte de charge linéaire (m)

Selon le type de matériau les coefficients K' , m et β sont donnés dans le tableau ci-dessus :

Tableau III.1:Coefficients : K' , m , β pour différents types du tuyau :

Tuyau	K'	M	B
Acier et fonte	0,00179 - 0,001735	5,1 - 5,3	1,9 – 2
Amiante-ciment	0,00118	4,89	1,85
PEHD	0,001052	4,772	2

On déduit alors le diamètre calculé de la conduite gravitaire :

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_e * Q^\beta}{\Delta H_t}} \quad (\text{III.4})$$

Dans notre cas, on prend : $K'=0.001052$; $\beta=2$; $m=4.772$.

III.6.1.2.Calcul du diamètre avantageux de l'adduction gravitaire

Les résultats trouvés pour le calcul de diamètre avantageux sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau III.2:Diamètres calculés pour l'adduction gravitaire:

Débit (l/s)	L_g (m)	L_e (m)	ΔH (m)	D_{calcul} (mm)
8.35	3700	4070	6.5	109

Donc le diamètre normalisé est de **110 mm** pour la conduite **PN10**.

NB : le gradient étant très faible

III.6.1.3. La vitesse d'écoulement

Dans le cas d'un système gravitaire en charge le diamètre de la conduite doit être déterminé en fonction de la charge disponible (la différence entre le niveau d'eau à l'amont et celui à l'aval) et du débit d'eau demandé. Il faut tout de même vérifier que la vitesse moyenne v de l'eau dans la conduite reste acceptable. En effet une vitesse inférieure à 0.50 m/s favorise les dépôts dans la conduite parfois difficiles à évacuer et l'air s'achemine difficilement vers les points hauts. D'autre part les grandes vitesses risquent de créer des difficultés d'exploitation : coup de bélier, bruits, plus de risques de fuites ...

$$Q = V * S \quad Q = V * \frac{\pi * D^2}{4} \quad \text{Ainsi : } V = \frac{4 * Q}{\pi D^2} \quad \text{(III.5)}$$

Avec :

Q : débit véhiculé par l'adduction (m³/s) ;

S : section de la canalisation (m²) ;

V : vitesse d'écoulement (m/s) ;

D : diamètre nominal de la conduite (m).

AN :

$$V = \frac{4 * 8.35 * 10^{-3}}{3.14 * 0.110^2} = \mathbf{0.88 \text{ m/s}}$$

Tableau III.3: Diamètres normalisés et vitesse pour l'adduction gravitaire :

Débit (l/s)	D (mm)	V (m/s)
8.35	110	0.88

III.6.2. Cas de refoulement

III.6.2.1. Calcul des pertes de charge

➤ **Pertes de charge linéaires**

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

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

$$\Delta H = I * L = \lambda \frac{L V^2}{D 2g} \quad \text{(III.6)}$$

Avec :

λ : coefficient de frottement

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

ΔH : Pertes de charge linéaires en (m)

I : gradient hydraulique en (m/m).

Le coefficient λ est obtenu par le Formule de Nikuradsés :

$$\lambda = \left(1.14 - 0.86 \ln \frac{K_s}{D}\right)^{-2} \quad (\text{III.7})$$

Avec :

K_s : rugosité absolue de la conduite.

➤ **Pertes de charge singulières:**

Elles sont occasionnées par les singularités des différents accessoires de la conduite. Elles sont estimées à 10 % des pertes de charge linéaires.

$$\Delta H_s = 0,10 * \Delta H_l \quad (\text{III.8})$$

➤ **Pertes de charge totales (ΔH_t):**

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

$$\Delta H_t = 1.10 * \Delta H_l \quad (\text{III.9})$$

✓ **Calcul de la hauteur manométrique totale:**

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

$$HMT = Hg + \Delta H_a + \Delta H_r = Hg + \Delta H_t \quad (\text{III.10})$$

Avec :

H_g: la hauteur géométrique

ΔH_a: pertes de charge à l'aspiration

ΔH_r: pertes de charge au refoulement.

✓ **Puissance absorbée par la pompe:**

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

$$P = \frac{g \cdot Q \cdot HMT}{\eta} \quad \text{(III.11)}$$

Avec :

η: rendement de la pompe en (%) (65÷90) % dans notre cas on prend (η=75%) ;

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

g: accélération de la pesanteur (9.81 m/s²)

✓ **Energie consommée par la pompe:**

$$E = P * t * 365 \quad [Kwh] \quad \text{(III.12)}$$

Avec :

t: c'est le temps de pompage par jour en (heure) dans notre cas t =20h

P: puissance de la pompe en (kW).

✓ **Frais d'exploitation:**

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

$$F_{ex} = E * e \quad [DA] \quad \text{(III.13)}$$

Avec :

E: énergie consommée par la pompe en (KWh)

e: prix unitaire d'un KWh imposé par la SONELGAZ. (e=4,67DA)

✓ **Frais d'amortissement**

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

$$F_{am} = Prc * A \text{ [DA]} \quad \text{(III.14)}$$

Avec :

Prc: prix de la conduite en (DA)

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

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

i : Taux d'annuité annuel, $i = 8 \%$;

n : nombre d'années d'amortissement, $n = 25$ ans ;

AN :

$$A = \frac{0,08}{(0,08 + 1)^{25} - 1} + 0,08 = 0,094 = 9.4\%$$

III.6.2.2. Dimensionnement de refoulement :

Le débit d'exploitation de la station de pompage est calculé comme suit :

$$Q_{exp} = \frac{Q_{max,j}}{t} \quad \text{(III.15)}$$

Avec :

Q_{exp} : Débit d'exploitation (m^3/s) ;

$Q_{max,j}$: Débit maximum journalier (m^3/j) ; $Q_{max,j} = 720.93 \text{ m}^3/j$.

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

AN :

$$Q_{exp,SP} = \frac{537.66}{20 * 3600} \Rightarrow Q_{exp} = 7.47 * 10^{-3} \text{ m}^3/s ;$$

Diamètre de la conduite est donné par la formule de Bonnin :

$$D = \sqrt{Q_{exp}} \Rightarrow D = 86 \text{ mm.}$$

Donc : $D = 86$ mm

Le calcul technico-économique du diamètre économique sera pour la gamme de diamètres compris entre **90 et 200mm**.

III.6.2.3. Calcul des frais d'exploitation

Les frais d'exploitation sont calculés sur la base de l'énergie électrique consommée lors du pompage et ce pour la gamme de diamètres obtenue. Il est entendu que la hauteur manométrique totale varie selon le diamètre.

Tableau III.4: Variation des HMT en fonction du diamètre.

D (mm)	L (m)	V (m/s)	λ	ΔH_I (m)	ΔH_s (m)	ΔH_T (m)	Hg (m)	HMT (m)
90	4150	1,17	0,01402	45,47	4,55	50,02	165	215,02
110	4150	0,97	0,01346	16,01	1,60	17,61	165	182,61
125	4150	0,61	0,01313	8,24	0,82	9,06	165	174,06
160	4150	0,37	0,01251	2,29	0,23	2,51	165	167,51
200	4150	0,24	0,01199	0,72	0,07	0,79	165	165,79

Tableau III.5 : Variation des frais d'exploitation en fonction du diamètre.

D (mm)	Hg (m)	HMT(m)	P_{abs} (kw)	E (kwh)	F_{exp} (DA)
90	165	215,02	21,01	153366,11	716219,742
110	165	182,61	17,84	130251,19	608273,04
125	165	174,06	17,01	124152,42	579791,816
160	165	167,51	16,37	119481,69	557979,483
200	165	165,79	16,20	118251,87	552236,213

➤ **Calcul des frais d'amortissement:**

Les dépenses d'investissement correspondant aux différents diamètres sont présentées dans le tableau III.6.

Tableau III.6: Variation des frais d'amortissement en fonction du diamètre.

D (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F_{amort} (DA)
90	648,38	4150	252933,04
110	962,02	4150	357717,52
125	1226,87	4150	456199,34
160	2005,18	4150	745606,13

200	3148,88	4150	1170879,54
-----	---------	------	------------

➤ **Bilan des coûts (Exploitation - Amortissement) :**

Le bilan des coûts de l'exploitation et de l'amortissement figure dans le tableau III.7.

Tableau III.7: Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation.

D (mm)	Fexp (DA)	Famort (DA)	Bilan (DA)
90	716219,74	252933,04	969152,7805
110	608273,04	357717,52	965990,5569
125	579791,82	456199,34	1035991,157
160	557979,48	745606,13	1303585,615
200	552236,21	1170879,54	1723115,753

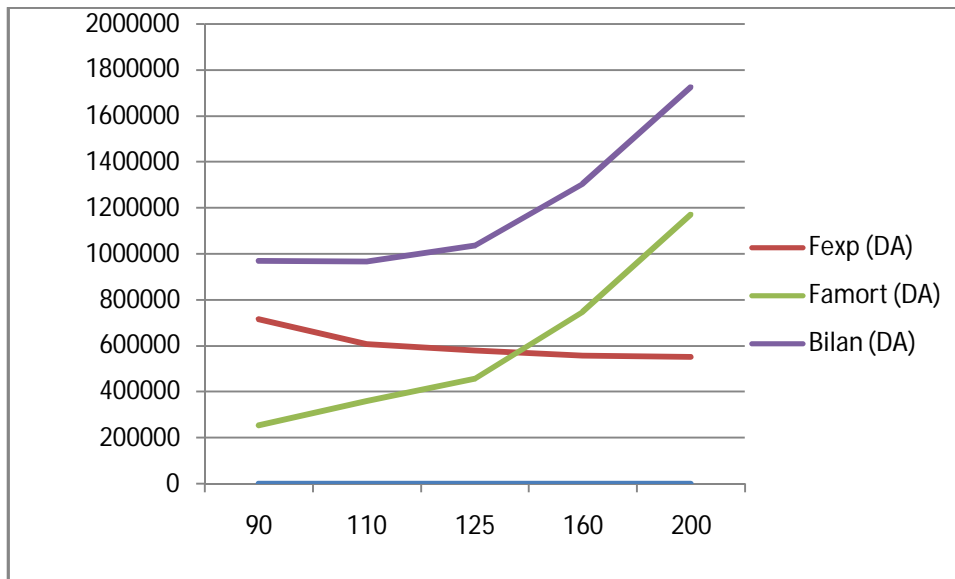


Figure III.3: Bilan des frais d'investissement et d'exploitation.

Conclusion :

Selon la combinaison des frais d'investissement et d'exploitation, on opte pour le diamètre DN 110 dont la vitesse est de **0,97m/s**.

III.7. Choix de type de pompe :

III.7.1. Critère du Choix du Type De Pompe :

Les critères de choix du type de pompe sont :

- Assurer le débit appelé et la hauteur HMT.

- Meilleur rendement
- Vitesse de rotation la plus élevée.
- Puissance absorbée minimale.

III.7.2. Choix du nombre de pompes :

Les critères à respecter dans le choix du nombre de pompe sont :

- Nombre minimal de pompes ;
- Rendement plus important ;
- Charge nette d'aspiration requise (NPSH) r minimale;
- Puissance absorbée minimale ;
- Le nombre de tours par min plus important.

Tableau III.8 : Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre.

N	Q appelé (l/s)	HMT appelée (m)	Q _{pomp} (l/s)	HMT (m)	P _{abs} (Kw)	η (%)	Vitesse (tr/min)	(NPSH) r (m)
1	7.47	182.61	7.89	185	22	70.5	2900	2.13
1	7.47	182.61	8.56	188	30	70.3	2900	2.17
1	7.47	182.61	7.47	183	22	69.5	2900	2.25
1	7.47	182.61	8.66	189	37	68.6	2900	2
1	7.47	182.61	10.2	198	37	64.5	2900	1.67
1	7.47	182.61	8.64	189	45	64.4	2900	1.88
1	7.47	182.61	8.62	188	37	64.2	2900	2.02
1	7.47	182.61	9.66	194	75	36.9	1450	2.24

Résultat :

D'après le **tableau III.8**, on déduit que la variante 3 est la meilleure puisqu'elle :

- Assure le débit appelé et la hauteur HMT.

- Présente le meilleur rendement.
- Vitesse de rotation la plus élevée.
- Puissance absorbée minimale.

NB : Nous avons choisis une pompe à axe horizontale.

Conclusion

L'étude technico-économique de l'adduction nous a permis de récapituler ce qui suit : L'adduction sera composée d'une partie gravitaire de **3700 m** de longueur et de **110 mm** de diamètre avec une vitesse de **0,88m/s** et d'une partie refoulement de **4150 m** de longueur et un diamètre de **110 mm** avec une vitesse de **0.97m/s**, constituée d'une seule station de pompage où on trouve une pompe à axe horizontale et une de secours. Le matériau des conduites d'adduction (refoulement- gravitaire) est le **PEHD PN10**.

CHAPITRE IV

RESERVOIRS DE STOCKAGE

Chapitre IV

Réservoirs de stockage

Introduction :

Les réservoirs sont des ouvrages hydrauliques permettant l'accumulation de l'eau. Ils doivent être résistants et étanches tout en assurant :

- Une régularité dans le fonctionnement du pompage
- Gain d'énergie au niveau de la station de pompage
- Une régularité de la pression dans le réseau de distribution
- Utilité pour briser la charge
- Stockage de la réserve d'incendie.

IV.1. Classification des réservoirs :

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

- Enterrés
- Semi enterres
- Surélevés

D'après leurs formes, ils peuvent être :

- Circulaires
- Carrés
- Rectangulaires

D'après leurs rôles, on distingue :

- Rôle d'équilibre
- Rôle de brise charge
- Rôle de relai.

IV.2. Emplacement des réservoirs :

L'emplacement d'un réservoir dépend de la topographie ; il doit permettre d'assurer une pression au moment de la pointe. Pour cela l'altitude du radier doit être supérieure à la plus grande cote piézométrique nécessaire au niveau du réseau de distribution (cet emplacement permet une distribution gravitaire).

Il peut aussi se placer au centre de l'agglomération pour réduire les pertes de charge.

IV.3.Équipement du réservoir :

Un réservoir unique ou compartimenté doit être équipé :

- d'une conduite d'arrivée ou d'alimentation
- d'une conduite de départ ou de distribution
- d'une conduite de vidange ;
- d'une conduite de trop-plein
- d'un système de matérialisation de la réserve d'incendie.
- d'une conduite by-pass dans certain cas.

Toutes ces conduites doivent normalement aboutir dans une chambre de manœuvre.

La traversée des parois des réservoirs par les diverses canalisations peut s'effectuer, soit à l'aide des gaines étanches comprenant un corps en fonte muni de cannelures extérieures et de deux brides de raccordement, soit au moyen de manchons et viroles à double bride.

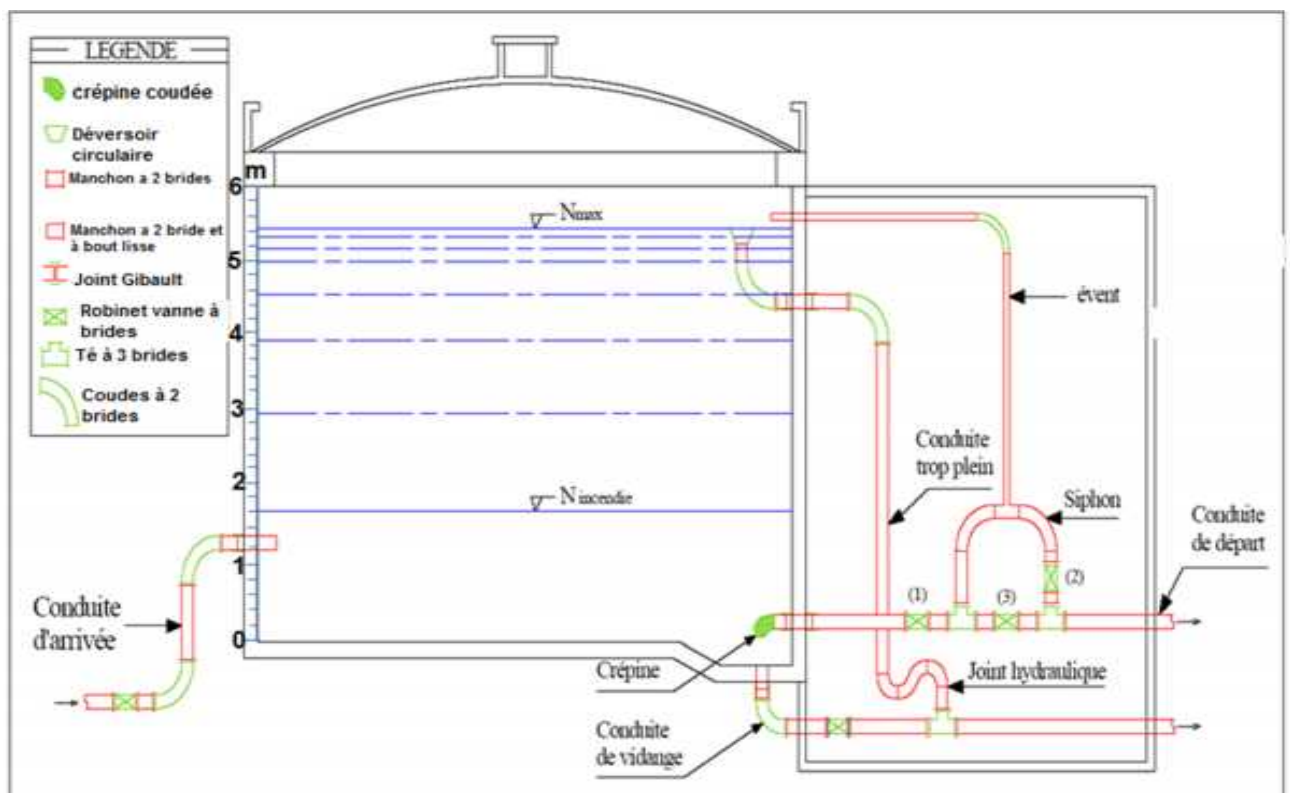


Figure .IV.1 : Equipements hydrauliques d'un réservoir

IV.4. Capacité des réservoirs :

Le plus souvent, un réservoir est calculé pour satisfaire les variations journalières du débit consommé, en tenant compte, bien entendu du jour de plus forte consommation. La

capacité du réservoir est déterminée en fonction du débit d'apport et celui de sortie augmenté éventuellement de la réserve d'incendie. Deux méthodes peuvent être appliquées pour la déterminer [8]

- La méthode analytique.
- La méthode graphique.

IV.4.1. La méthode analytique :

La méthode analytique consiste à calculer, pour chaque heure de la journée, le résidu dans le réservoir. Le volume de régulation sera :

$$V_r = \frac{a * Q_{\max,j}}{100} \quad (\text{IV.1})$$

Avec :

V_r : capacité résiduelle (m^3),

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

$Q_{\max,j}$: La consommation maximale journalière (m^3/j).

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

$$V_T = V_r + V_{\text{inc}} \quad (\text{IV.2})$$

Avec :

V_T : capacité totale du réservoir (m^3).

V_{inc} : volume d'incendie estimé à 120 m^3 .

IV.5. Dimensionnement des réservoirs du système d'adduction :

IV.5.1. Dimensionnement de la bache de reprise :

Les bâches de reprises sont des réservoirs au sol prévus pour l'accumulation des eaux issues à partir des sources (soient des puits, des barrages ou des stations de pompes) et pour alimenter directement les stations de pompage qui relèvent l'eau à une certaine côte.

Le volume de la bache de reprise est déterminé selon la formule suivante en (m^3):

$$V_{\text{Bache}} = \frac{Q_{\max,j} \times t}{T} \quad (\text{IV.3})$$

Avec :

$Q_{\max,j}$: débit maximal journalier total (m^3/j).

T: le temps de fonctionnement de la station de pompage (20h).

t : le temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge (t=15 min).

$$\text{Donc : } V_{\text{B\^a}che} = \frac{(537.66)}{20} * \left(\frac{1}{4}\right) = 6.72 \text{ m}^3$$

- La capacité normalisée sera : **$V_n = 10\text{m}^3$** .

➤ **Dimensions de la b\^a}che de stations de pompage :**

✓ On prend : h =3 m

$$\text{AN: } D = \sqrt{\frac{4 * 10}{3,14 * 3}} \Rightarrow D = 2 \text{ m,}$$

On prend: **D = 2 m**

➤ **R\^e}évaluation de la hauteur d'eau h :**

$$h = \frac{4 * V_n}{\pi * D^2}$$

$$\text{AN : } h = \frac{4 * 10}{3,14 * 2^2} = 3,18 \text{ m}$$

➤ **La section de la cuve : $S = \frac{V_n}{h}$**

$$\text{AN : } S = \frac{10}{3,2} = 3.125 \text{ m}^2$$

IV.5.2.Dimensionnement de r\^e}servoir terminal :

Les r\^e}servoirs terminaux du r\^e}seau d'adduction constituent les r\^e}servoirs de t\^e}tes des r\^e}seaux de distribution des diff\^e}rentes localit\^e}s \^a} desservir. Ces r\^e}servoirs repr\^e}sentent le point de transition entre les deux r\^e}gimes d'\^e}coulement \^a} savoir (\^e}coulement par refoulement et \^e}coulement gravitaire).

Pour estimer la capacit\^e} de notre r\^e}servoir d'alimentation, nous utilisons la m\^e}thode analytique :

Tableau IV.1 : Détermination de la capacité du réservoir d'alimentation

Heures	Consommation d'eau en %	Refolement d'eau en %	Surplus	Déficit	Reste dans le réservoir
0_1	1	0	-	1	8,5
1_2	1	0	-	1	7,5
2_3	1	0	-	1	6,5
3_4	1	0	-	1	5,5
4_5	2	5	3	-	8,5
5_6	3	5	2	-	10,5
6_7	5	5	0	0	10,5
7_8	6,5	5	-	1,5	9
8_9	6,5	5	-	1,5	7,5
9_10	5,5	5	-	0,5	7
10_11	4,5	5	0,5	-	7,5
11_12	5,5	5	-	0,5	7
12_13	7	5	-	2	5
13_14	7	5	-	2	3
14_15	5,5	5	-	0,5	2,5
15_16	4,5	5	0,5	-	3
16_17	5	5	0	0	3
17_18	6,5	5	-	1,5	1,5
18_19	6,5	5	-	1,5	0
19_20	5	5	0	0	0
20_21	4,5	5	0,5	-	0,5

21_22	3	5	2	-	2,5
22_23	2	5	3	-	5,5
23_24	1	5	4	-	9,5

D'après le tableau précédent, le résidu maximal pour notre réservoir est de **10.5** %. Donc, le volume résiduel en (m³) de ce réservoir sera :

$$V_r = \frac{537.66 \times 10.5}{100} = 56.45 \text{m}^3;$$

On prend un volume normalisé, qui est **100 m³**

IV.6. Détermination des dimensions du réservoir (diamètre ; hauteur et surface) :

➤ Forme de réservoir :

On opte pour la forme circulaire puisque le volume est inférieur à 10000 m³. Hauteur de l'eau dans la cuve est comprise entre 3 et 6 m en moyenne, toutefois, les réservoirs de grande capacité des agglomérations importantes peuvent présenter des hauteurs d'eau comprises entre 7 et 10 m. Dans nos calculs, nous optons pour une hauteur de 4 m.

➤ Diamètre du réservoir :

On calcule le diamètre de la cuve par la formule :

$$S = \frac{V_t}{h} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \times V_t}{\pi \times h}} ; \quad (\text{IV.4})$$

Avec :

V_t : Capacité normalisée du réservoir (m³) ;

S : Section du réservoir (m²) ;

D : Diamètre de la cuve (m) ;

h : Hauteur utile optimale d'eau (m), 3 < h < 6 m.

On prend **h = 4 m**, donc le diamètre de la cuve sera :

$$D = \sqrt{\frac{4 \times 100}{\pi \times 4}} = 5.64 \text{ m} ; \text{ On prend } D = 6 \text{ m.}$$

➤ Réévaluation de la hauteur d'eau dans la cuve :

$$h = \frac{V_t}{S} = \frac{4 \times V_t}{\pi \times D^2} ;$$

$$\text{A.N: } h = \frac{4 \times 100}{\pi \times 6^2} = 3.54 \text{ m} \Rightarrow h = 3.54 \text{ m.}$$

➤ **Section de la cuve :**

On calcule la section par la formule : $S = \frac{V}{h}$

$$\text{A.N: } S = \frac{100}{3.82} = \mathbf{26.18 \text{ m}^2};$$

➤ **Hauteur totale du réservoir :**

On calcule la hauteur totale par la formule suivante :

$$\mathbf{H_t = h + R} \quad \mathbf{(IV.5)}$$

Avec :

H : hauteur totale du réservoir.

R : hauteur du matelas d'air, cette hauteur variée de 0,25 à 1 m.

On prend : **R = 0,5 m.**

Donc $H_t = 3.5 + 0,5 = 4 \text{ m}$

Les dimensions de réservoir terminal sont portées dans le tableau ci après :

Tableau. IV.2 : les dimensions des réservoirs projetés

Réservoirs	Volume (m ³)	D (m)	S (m ²)	h (m)	R (m)	Ht (m)
projeté	100	6	26.18	3.5	0.5	4
bâche	10	2	3.125	3.2	-	3.2

Conclusion :

Dans ce chapitre on a pu dimensionner un réservoir terminal d'adduction de capacité 100 m³ qui va alimenter les deux localités Sellamat et Draa Bourfia ; et une bâche d'eau de capacité 10 m³.

CHAPITRE V

DIMENSIONNEMENT DU RESEAU DE DISTRIBUTION

Chapitre V

Dimensionnement du réseau de distribution

Introduction :

Les deux localités (Sellamat et Draa Bourfia) ne sont pas dotés d'un réseau de distribution par conséquent les habitants ont dû avoir recours au creusement de puits individuels mais le plus souvent cette solution a des effets négatifs.

Ce chapitre a pour objectif de résoudre le problème de manque d'eau dans ces deux dernières et cela par le dimensionnement d'un réseau de distribution alimenté à partir d'un réservoir projeté de capacité **100 m³**.

V.1.Définition d'un réseau de distribution :

Un réseau de distribution est un système de conduites connectées entre elles. Cet enchaînement de conduites permet l'arrivée de l'eau vers les consommateurs, et cela à travers des branchements pratiqués sur ce dernier ; Les réseaux de distribution sont constitués par :

- **Les conduites :**

Une conduite est un tronçon de tuyau permettant l'acheminement de l'eau d'un point à un autre point du réseau. Chaque conduite est caractérisée par :

- ✓ Une longueur donnée L.
- ✓ Un diamètre D.
- ✓ Un coefficient de rugosité ε traduisant la perte de charge
- ✓ Un sens d'écoulement.
- ✓ Un état : ouvert, fermé.

- **Les nœuds :**

Les nœuds représentent les points de jonction entre les conduites. Ils correspondent à des points d'entrée ou de sortie de débits d'eau. Il existe deux catégories de nœuds :

- ✓ **Les nœuds à débit fixe :** Ces nœuds se caractérisent par une cote au sol connue et un débit connu (demande), l'inconnue est la pression au nœud qui doit être calculée.

- ✓ **Les nœuds à charge fixe :** ce sont des nœuds où la charge est fixée ou dont la cote piézométrique est connue. Pour ces nœuds le débit doit être calculé.

V.2.Classification du réseau de distribution : On distingue : [3]

Réseau ramifié : Le réseau ramifié est un réseau qui est constitué par une conduite principale et des conduites secondaires (branches) tout au long de la conduite principale ; c'est un réseau arborescent.

- Ce réseau n'assure aucune distribution de retour, il suffit qu'une panne se produise sur la conduite principale pour que toute la population à l'aval soit privée d'eau.

- Il est destiné pour des agglomérations dont la densité est éparse.

- Il peut être combiné à un réseau maillé.

Réseau étagé : Lors de l'étude d'un projet d'alimentation d'une ville en eau potable, il arrive que cette ville présente des différences de niveau importantes. La distribution par le réservoir unique placé en un point haut donne de fortes pressions aux points bas (normes des pressions ne sont pas respectées). En effet, ce système nécessite l'installation d'un réservoir intermédiaire alimenté par le premier permettant de régulariser la pression dans le réseau. Ce type de réseau ne concerne pas notre agglomération vu sa topographie.

Réseau maillé : Les réseaux maillés sont constitués principalement d'une série de canalisations disposée de telle manière qu'il soit possible de décrire des boucles fermées ou maillées.

NB : dans notre cas on choisit un réseau ramifié vu que notre agglomération est dispersée.

V.3. Dimensionnement du réseau de distribution :

Pour le dimensionnement du réseau, il convient de se placer dans les hypothèses les plus défavorables. Ces conditions se produisent lorsque les robinets de prise ouverts sont situés le plus en aval possible. Les canalisations doivent être dimensionnées à partir du débit de pointe et celui d'incendie avec une pression de service suffisante pour les habitations élevées. Le prix de revient du réseau doit être minimum (réseau économique).

Pour le calcul de réseau de distribution, les données de départ sont :

- La longueur des tronçons du réseau qui sont déterminée d'après les plans d'urbanisme et de topographie de l'agglomération
- Les débits en chaque point de la conduite principale et des branches puissent être obtenus en fonction des besoins de l'agglomération et calculés à la base des normes choisies.
- Le débit de distribution continue.
- Les cotes du terrain au point nodal du système déterminé d'après le plan topographique.

Le schéma de ce type de réseau est conçu de telle façon que :

- Les conduites reliées en série auront une forme arborescente.
- Chaque branche se termine par une conduite en impasse (pour les conduites destinées à l'alimentation domestique).
- L'écoulement ne se fait que dans un seul sens.

V.4. Calcul hydraulique du réseau :

Le calcul hydraulique du réseau projeté, se fera en considérant le plus grand débit de consommation.

V.4.1. Détermination des débits du réseau :

V.4.1.1. Détermination de débit route:

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

$$Q_{\max h} = Q_r + \sum Q_{\text{conc}} \quad (\text{V.1})$$

Avec :

Q_r : débit route global.

$Q_{max h}$: débit de consommation en (l/s).

$\sum Q_{cons}$: Somme des débits concentrés.

Puisque dans notre agglomération $\sum Q_{conc} = 0$ l/s donc : $Q_r = 10.46$

V.4.1.2. 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.

$$q_{sp} = Q_r / \sum L_i \quad (V.2)$$

Avec :

q_{sp} : débit spécifique (l/s/m)

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

Tableau V.1 : Récapitulatif des débits de calcul

Qcons		Qconc (l/s)	Qroute (l/s)	Li (m)	Qspi (l/s/m)
m ³ /h	(l/s)				
37.64	10.46	0	10.46	4770	0,00219287

V.4.1.3. Les débits 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 :

$$Q_{n,i} = 0.5 \sum Q_{ri-k} + \sum Q_{cons} \quad (V.3)$$

Avec:

$Q_{n,i}$: débit au nœud i (l/s)

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

Q_{cons} : somme des débits concentrés au nœud (l/s) qui sont nul

➤ **Cas de pointe :**

Tableau V.2 : Calcul des débits aux nœuds (cas de pointe).

nœuds	tronçons	Longueurs	Qs	qn
-------	----------	-----------	----	----

		(m)	(l/s/m)	(l/s)
n2	3	400	0,00219287	0,60
	4	150	0,00219287	
n3	4	150	0,00219287	0,16
n5	3	400	0,00219287	0,99
	7	500	0,00219287	
n7	7	500	0,00219287	0,55
n8	10	350	0,00219287	0,38
n10	10	350	0,00219287	0,62
	12	220	0,00219287	
n12	12	220	0,00219287	0,52
	13	200	0,00219287	
	14	50	0,00219287	
n13	13	200	0,00219287	0,22
n14	14	50	0,00219287	0,93
	15	200	0,00219287	
	16	600	0,00219287	
n15	15	200	0,00219287	0,22
n16	16	600	0,00219287	2,41
	17	200	0,00219287	
	18	1400	0,00219287	
n17	17	200	0,00219287	0,22
n18	18	1400	0,00219287	2,08
	19	500	0,00219287	

n19	19	500	0,00219287	0,55
-----	----	-----	------------	------

➤ **Cas de pointe + incendie :**

Pour notre localité, le débit d'incendie n'a pas été prévu vu le type et la taille de notre agglomération ou on trouve que : $Q_{\max h} = 10.46 \text{ l/s} < Q_{\text{inc}} = 17 \text{ l/s}$ (dans ce cas on dimensionne seulement avec le cas pointe) et pour cela on propose comme solution la mise des bâches d'incendie dans les endroits les plus exposés aux incendies.

V.4.1.4. Débits de dimensionnement :

On a établi tableau ci-dessous sachant que tous les tronçons assurent un service en route sauf un (1-R), pour ce le débit de dimensionnement doit être déterminé à partir de la relation suivante :

$$Q_{\text{dim}} = 0.55 * q_{r_{n-1, n}} \quad (\text{V.4})$$

Tableau V.3 : Débits de dimensionnement

tronçons	débit de dimensionnement (l/s)
19	$Q_{\text{dim}} = 0,55 * q_{r19} = 0,603$
18	$Q_{\text{dim}} = 0,55 * q_{r18} + q_{r19} = 2,785$
17	$Q_{\text{dim}} = 0,55 * q_{r17} = 0,241$
16	$Q_{\text{dim}} = 0,55 * q_{r16} + q_{r17} + q_{r18} + q_{r19} = 5,329$
15	$Q_{\text{dim}} = 0,55 * q_{r15} = 0,321$
14	$Q_{\text{dim}} = 0,55 * q_{r14} + q_{r15} + q_{r16} + q_{r17} + q_{r18} + q_{r19} = 6,420$
13	$Q_{\text{dim}} = 0,55 * q_{r13} = 0,241$
12	$Q_{\text{dim}} = 0,55 * q_{r12} + q_{r13} + q_{r14} + q_{r15} + q_{r16} + q_{r17} + q_{r18} + q_{r19} = 7,173$

10	$Q_{dim}=0,55*qr10+qr12+qr13+qr14+qr15+qr16+qr17+qr18+qr19 =7,812$
8	$Q_{dim}=qr10+qr12+qr13+qr14+qr15+qr16+qr17+qr18+qr19 = 8,157$
7	$Q_{dim}=0,55*qr7 = 0,603$
3	$Q_{dim}=0,55*qr3+qr7 = 1,579$
4	$Q_{dim}=0,55*qr4 =0,181$
2	$Q_{dim}=qr3+qr4+qr7 = 2,303$
1	$Q_{dim}=qr3+qr4+qr7+qr10+qr12+qr13+qr14+qr15+qr16+qr17+qr18+qr19 =10,460$

V.4.2 : Détermination des diamètres :

Pour la détermination des diamètres on utilise le débit de dimensionnement de chaque tronçon

- On fixe la vitesse d'écoulement $V=1$ m/s
- On calcule les diamètres et on les normalise
- On recalcule la vitesse d'écoulement et on vérifie si elle est dans la norme.

Tableau V.4 : Détermination des diamètres

Tronçons	Q dim (l/s)	Diamètres (mm)	DN (mm)	Vitesse (m/s)	ΔH (m)	Longueurs (m)
19	0,603	27,716	50	0,31	0,30912598	500
18	2,785	59,563	75	0,63	2,66686988	1400
17	0,241	17,522	40	0,19	0,09738643	340
16	5,329	82,393	75	1,21	4,18471689	600
15	0,321	20,222	40	0,26	0,17785397	350
14	6,420	90,434	90	1,01	0,21203646	50
13	0,241	17,522	40	0,19	0,05728614	200
12	7,173	95,591	90	1,13	1,16464838	220

10	7,812	99,758	110	0,82	0,8434947	350
8	8,157	101,937	110	0,86	7,88264604	3000
7	0,603	27,716	40	0,48	1,43453145	800
3	1,579	44,849	50	0,80	2,03486863	480
4	0,241	17.522	40	0.19	0,0429646	150
2	2,303	54,164	63	0,74	5,9866037	2000
1	10,460	115,433	110	1,10	0,86413821	200

V.4.3. Détermination de la cote de radier de réservoir :

Le point défavorable c'est le point le plus haut « le nœud n1 »

Donc :

$$C_R = C_{Tn1} + P_s + \Delta H_{1-R}$$

$$C_R = 812 + 10 + 0.47$$

$$C_R = 822.47m.$$

Remarque : on place le réservoir de distribution sur une cote **830m**.

V.5. Résultats de simulation du réseau suivant logiciel Epanet :

V.5.1. Paramètres hydrauliques du réseau :

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau V.5 : cote piézométrique et pression des nœuds de réseau.

ID Nœud	Altitude	Débit	Cote piézométrique	Pression
	m	l/s	m	m.c.e
Nœud n1	812	0	830,68	18,68
Nœud n8	767,42	0,38	799,67	32,25
Nœud n10	750,09	0,62	796,37	46,28
Nœud n12	743,75	0,52	791,47	47,72
Nœud n13	741,12	0,22	790,16	49,04

Nœud n14	741,96	0,93	790,57	48,61
Nœud n15	741	0,22	789,26	48,26
Nœud n16	741,31	2,41	770,24	28,93
Nœud n17	735,1	0,22	768,93	33,83
Nœud n18	740	2,08	757,54	17,54
Nœud n19	727	0,55	751,83	24,83
Nœud n2	750	0,6	796,77	46,77
Nœud n3	748,66	0,16	796,21	47,55
Nœud n5	736,88	0,99	786,59	49,71
Nœud n7	731,75	0,55	780,87	49,12
Réservoir R1	830	-10,45	834	4

Tableau V.6 : Vitesse et perte de charge des arcs du réseau.

ID Arc	Longueur	Diamètre	Débit	Vitesse	Pert.Charge
	m	mm	l/s	m/s	m.c.e/m
Tuyau 1	200	103,4	10,45	1,24	0,01661
Tuyau 10	350	103,4	7,77	0,93	0,00944
Tuyau 12	220	84,6	7,15	1,27	0,02227
Tuyau 13	200	29,5	0,22	0,32	0,00657
Tuyau 14	50	84,6	6,41	1,14	0,01806
Tuyau 15	200	29,5	0,22	0,32	0,00657
Tuyau 16	600	69,4	5,26	1,39	0,03388

Tuyau 18	1400	69,4	2,63	0,7	0,00907
Tuyau 19	500	37	0,55	0,51	0,01143
Tuyau 3	400	46,3	1,54	0,91	0,02546
Tuyau 4	150	29,5	0,16	0,23	0,0037
Tuyau 7	500	37	0,55	0,51	0,01143
Tuyau 17	200	29,5	0,22	0,32	0,00657
Tuyau 2	2000	58,3	2,3	0,86	0,01695
Tuyau 8	3000	103,4	8,15	0,97	0,01033

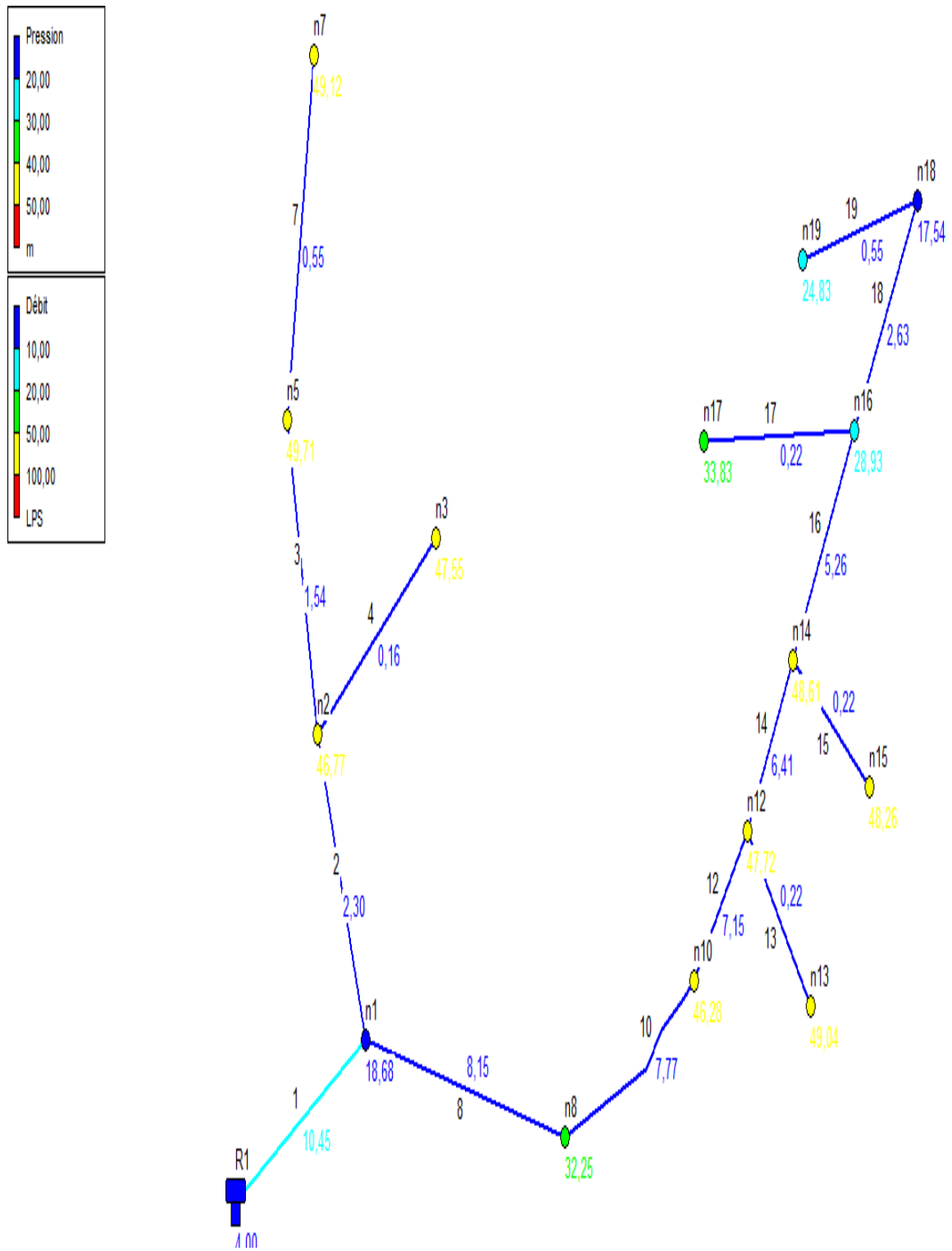


Figure V.1: Débit et pression pour le (cas de pointe).

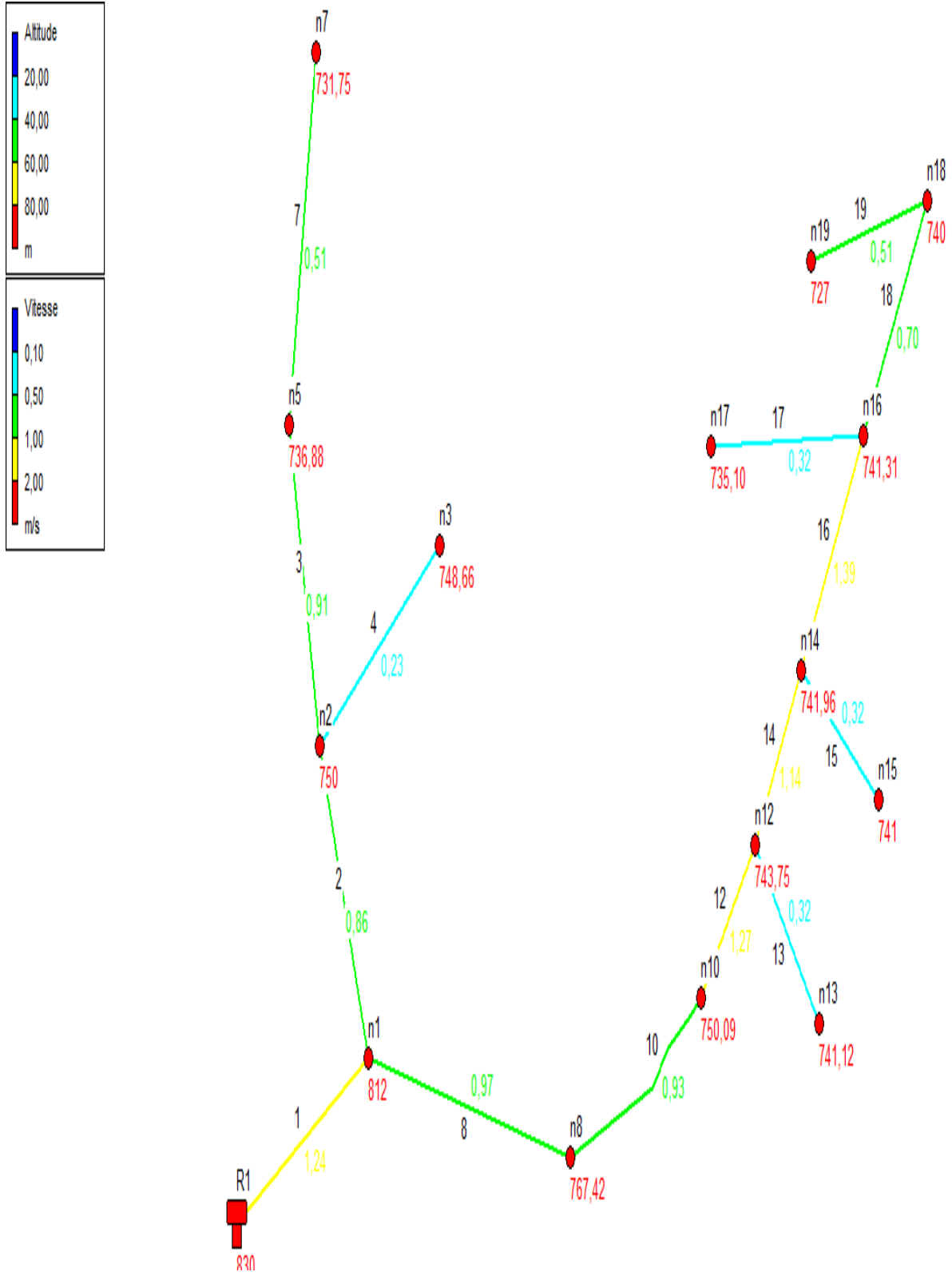


Figure V.2: altitudes des nœuds et vitesses pour le (cas de pointe).

V.6. Interprétation des résultats :

- **Les vitesses :** les tronçons du réseau de distribution ont des vitesses acceptables. (dans la norme).
- **Les pressions :** les valeurs de la pression sont dans la norme (inférieure à 50 m).

Conclusion :

Dans ce chapitre, on a pu dimensionner le réseau de distribution en eau potable ramifié, alimenté à partir d'un réservoir projeté à une cote 830m. Le cas de pointe + incendie n'est pas vérifié par conséquent on prévoit une bêche d'incendie. Pour le cas de pointe qui est courant, les résultats obtenus (pression, vitesse) sont dans les normes.

CHAPITRE VI

PROTECTION ANTI-BELIER

Chapitre VI :

Protection contre le coup de bélier

Introduction :

Le but de ce chapitre est la protection des conduites d'adduction (adduction mixte) contre le coup de bélier.

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

On entend aussi sous le terme « coup de bélier » un écoulement non permanent du liquide accompagné des variations pratiquement sensibles de la pression qui peuvent engendrer d'énormes dommages matériels et quelques fois des pertes de vie humaines.

VI.1. Causes de coup de bélier :

Les causes de coup de bélier sont très diverses, on peut citer [4] :

- Arrêt brutal d'un ou plusieurs groupes électropompes.
- Démarrage d'un ou plusieurs groupes électropompes.
- Fermeture instantanée ou rapide d'une vanne de sectionnement.
- Variation rapide du niveau d'eau dans le réservoir
- Présence de poches d'air dans une conduite.
- Vibration des roues des pompes.
- La modification de la vitesse d'une pompe.

VI.2. Les risques liés aux coups de bélier :

En pratique les risques dus au coup de bélier sont importants [8] :

a) **Fortes pression** : si la somme de la surpression et de la pression initiale dépasse la pression maximale admissible (PMA) de la conduite, il peut y avoir fissuration de cette dernière, et dislocation des joints.

b) **Pressions négatives** : apparaît soit à la suite d'une forte pression ; soit à la suite d'un arrêt brusque de la pompe. il peut se produire une implosion de la conduite, l'aspiration des joints et décollement de l'enduit interne de protection.

c) **Fatigue de la conduite** : l'alternance des surpressions et des dépressions provoque la fatigue de la conduite.

VI.3. Analyse physique du phénomène du coup de bélier :

Lors de l'arrêt d'une ou de plusieurs pompe(s), le débit à travers la station de pompage est brusquement interrompu. Les clapets anti-retours situés à l'aval des pompes se ferment pour éviter la vidange de la conduite. Quatre phases peuvent être envisagées dans l'analyse du phénomène de coup de bélier : On prendra comme unité de temps d'un aller-retour d'onde (L/a). [5]

VI.3.1. Première phase :

L'eau poursuit son ascension, mais la conduite n'est pas alimentée, il va donc se produire à partir de la pompe une dépression de tranche en tranche ; l'eau se déprime et la conduite se contracte successivement par diminution élastique de son diamètre.

L'onde de dépression se propage jusqu'au réservoir à la vitesse « a ». Le temps mis par cette onde pour l'atteindre est L/a . Au bout de ce temps, la conduite est totalement en dépression et l'eau est immobile.

VI.3.2. Deuxième phase :

La conduite étant déformée dans les limites élastiques, elle reprend son diamètre initial.

A partir du réservoir, les tranches successives se décontractent si bien que l'eau peut redescendre dans la conduite et au bout du temps $\frac{L}{a}$ (c'est-à-dire $\frac{2L}{a}$ depuis l'origine), toute l'eau est redescendue mais va se trouver arrêtée par le clapet de protection de la pompe qui bien sûr s'est fermé.

VI.3.3. troisième phase :

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

VI.3.4. Quatrième phase :

L'élasticité permet à la conduite de reprendre, de proche en proche du réservoir à la pompe, son diamètre initial. Au bout du temps L/a (c'est-à-dire $4 L/a$ depuis l'origine), nous nous trouvons dans la même situation qu'au moment de la disjonction du moteur de la pompe.

Le phénomène se produirait indéfiniment s'il n'était pas amorti par les pertes de charge régulières.

VI.4.Moyen de protection contre le coup de bélier :

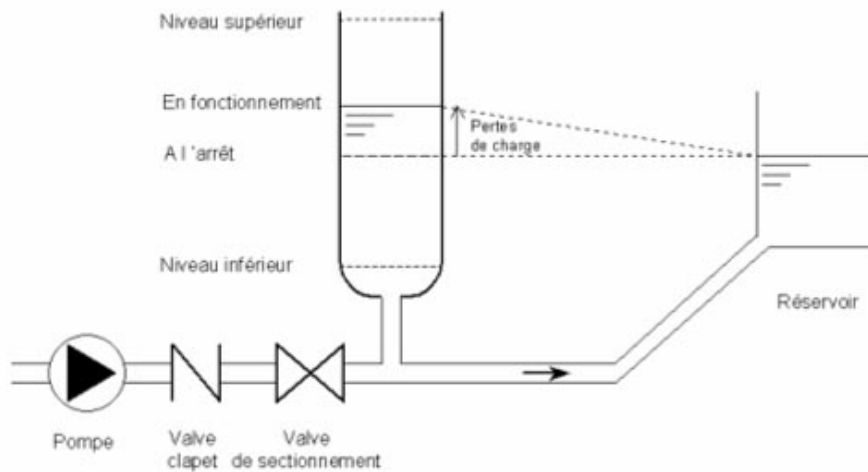
Il n'est pas possible de supprimer totalement les effets du coup de bélier, mais il convient de rechercher leur atténuation à une valeur compatible avec la résistance des installations. [6]

Les moyens de protection contre ce phénomène sont :

VI.4.1. Cheminée d'équilibre :

La cheminée d'équilibre est une réserve d'eau en contact permanent avec la conduite et dont la surface libre traduit exactement les variations de pression du fluide.

La cheminée doit donc avoir une section assez large pour combler la dépression sans se vider complètement et doit être assez haute pour ne pas déborder lorsqu'une surpression fait monter son niveau.



Figure

VI.1:

Cheminée d'équilibre sur une conduite de refoulement.

VI.4.2. Vanne à fermeture lente :

Cette solution ne permet de protéger que les adductions gravitaires, car elle ne remédie en aucun cas, à l'arrêt intempestif d'une pompe. Il s'agit en fait davantage, de limiter l'intensité du coup de bélier qui se produira.

VI.4.3. Volant d'inertie :

C'est un moyen par lequel, on peut continuer à assurer l'alimentation de la veine liquide, malgré l'arrêt du moteur actionnant la pompe. Le volant d'inertie calé sur l'arbre du groupe, restitue l'énergie qu'il a accumulée pendant la marche normale au moment de la disjonction, et permet ainsi d'allonger le temps d'arrêt de l'ensemble, donc de diminuer l'intensité du coup de bélier.

VI.4.4. Le réservoir d'air :

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

Ce dispositif est le plus simple et protégera les installations aussi bien contre les surpressions que contre les dépressions

Le réservoir d'air est le moyen le plus utilisé ; le moins encombrant ; qui trouve sa place à l'environnement immédiat de la station de pompage. Son rôle intervient dans les deux cas de la surpression et la dépression.

Remarque :

Dans ce projet, on propose comme moyen de protection des installations, le réservoir d'air pour les avantages qu'il présente :

- Il intervient dans la protection contre la surpression et la dépression ;
- Il est utilisé pour les moyennes et grandes hauteurs de refoulement ;
- Il est simple à installer ;
- Bon fonctionnement ;
- Sécurité ;
- Pas de pertes d'eau.

VI.5.Principe de fonctionnement du réservoir d'air :

C'est un réservoir métallique disposé à la station de pompage et raccordé au refoulement à l'aval du clapet, il contient de l'eau et de l'air.

A la disjonction ; le clapet se ferme ; une partie de l'eau est chassée dans la conduite ; en effet ; à ce moment la pression d'air de la cloche est encore supérieure à celle qui s'exerce à l'autre bout de la conduite ; au réservoir.

Après diminution progressive ; puis annulation de sa vitesse ; l'eau de la conduite revient dans la cloche ; augmentant la pression dans la conduite de refoulement.

La disposition de l'énergie de l'eau peut-être obtenue par le passage de celle-ci au travers d'un clapet à battant percé disposé à la base de la cloche.

VI.6.Calcul des réservoirs d'air:

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

VI.6.1.Calcul de la célérité : Elle est donnée par la relation d'ALLIEVI suivante :

$$C = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + K \cdot \frac{D}{e}}} \quad \text{(VI.1)}$$

C : Célérité de propagation de l'onde (m/s).

K : coefficient d'élasticité dépend de la nature du matériau. (K=83 ; pour le PEHD).

D : diamètre de la conduite (m).

e : épaisseur des parois de la conduite (m) ;

VI.6.2.Méthodes de calcul du réservoir d'air:

On site quelques méthodes de calcul tels que :

- Méthode de VIBERT ;
- Méthode de BERGERON ;
- Méthode de PEUCH et MEUNIER.

VI.6.3.Calcul du réservoir d'air par la méthode de PEUH et MEUNIER :

C'est la méthode qu'on va utiliser dans notre projet pour la détermination du volume du réservoir d'air. [5]

La méthode de PEUCH et MEUNIER utilise trois nombres adimensionnels qui sont :

K : caractérise les pertes de charge ;

A : caractérise la conduite de refoulement ;

B : caractérise le volume d'air du réservoir anti-bélier.

Tq :

$$K = \frac{H_{abs} - H_0}{H_0}$$

$$A = \frac{c.V_0}{g.H}$$

$$B = \frac{V_0^2}{g.H_{abs}} \times \frac{L.S}{U_0}$$

Avec :

C : célérité d'onde de choc (m/s) ;

V₀ : vitesse d'écoulement en régime permanent (m/s) ;

H₀ : pression statique absolue $H_0 = Hg + 10$ (m) (VI.2)

H_{abs} : la pression de service absolue (m) $H_{abs} = Hg + \sum \Delta h + 10 = HMT + 10$ (VI.3)

L : longueur total de la conduite de refoulement (m) ;

S : section de la conduite de refoulement (m) ;

U₀ : volume d'air initial (m³)

g : accélération de la pesanteur (m/s²).

Ayant calculé K et A, nous superposerons la famille de courbe B au profil en long de la conduite, et nous choisirons la courbe qui laisse au moins une sécurité de 3m de pression absolue au-dessus du point le plus défavorable du profil ; la valeur de B permettant de calculer U_0 (voir **Figure VII.2**).

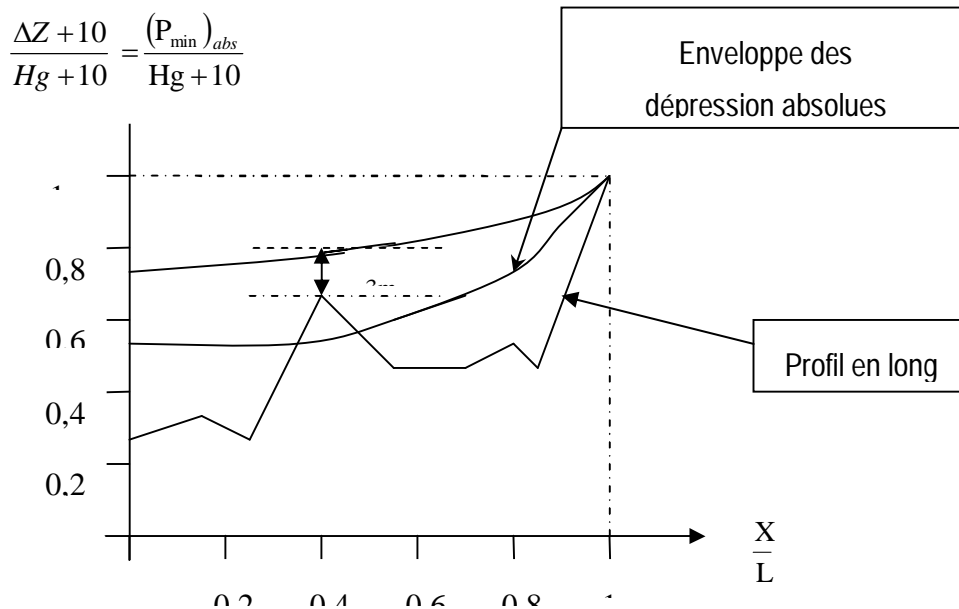


Figure VII.2 : Profil en long des pressions

- ✓ Le volume d'air en fonctionnement normal est donné par la relation suivante :

$$U_0 = \frac{V_0^2 \times L \times S}{g \times H_0 \times B} \quad \text{(VI.4)}$$

- ✓ Le volume d'air maximum est donné par la relation suivante

$$U_{max} = \left(\frac{H_{abs}}{P_{mini}} \right)^{1/1.2} \quad \text{(VI.5)}$$

P_{mini} : pression minimale (m)

Nous considérons la famille des courbes B pour les valeurs K et A auxquelles nous allons superposer les profils en long « absolus » de la conduite.

VI.7. Calcul du volume du réservoir d'air pour la conduite de refoulement

Tableau VI.1: caractéristiques de la conduite

Q (m ³ /s)	DN (mm)	V (m/s)	L _{ref} (m)	e (mm)	Hg(m)	Hmt(m)
7.47*10 ⁻³	110	0.97	4150	15	165	182.61

- Calcul de la célérité "c" :

$$c = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + 83 \frac{110}{15}}} = 386.25 \text{ m/s}$$

- la hauteur de refoulement absolu H_{abs} :

$$H_{\text{abs}} = \text{HMT} + 10$$

$$H_{\text{abs}} = 192.61 \text{ m}$$

- la pression minimale H_0 :

$$H_0 = H_g + 10$$

$$H_0 = 175 \text{ m}$$

Donc : **K=0.1** **A=0.086**

Remarque : Nous considérons la famille de courbes pour les valeurs $K=0.1$ et $A=0.5$ auxquelles nous allons superposer le profil en long (absolu) de la conduite de refoulement. (Annexe VI.1)

Tableau VI.2 : Profil en long (absolu) de la conduite

Points	1	2	3	4	5	6
cote Z(m)	665	709,38	720,71	758,81	792,25	830
X(m)	0	684	1587,58	2517,67	3387,67	4150
$(\Delta z+10)/(H_g+10)$	0,06	0,31	0,12	0,27	0,25	0,27
X/l	0	0,16	0,38	0,61	0,82	1

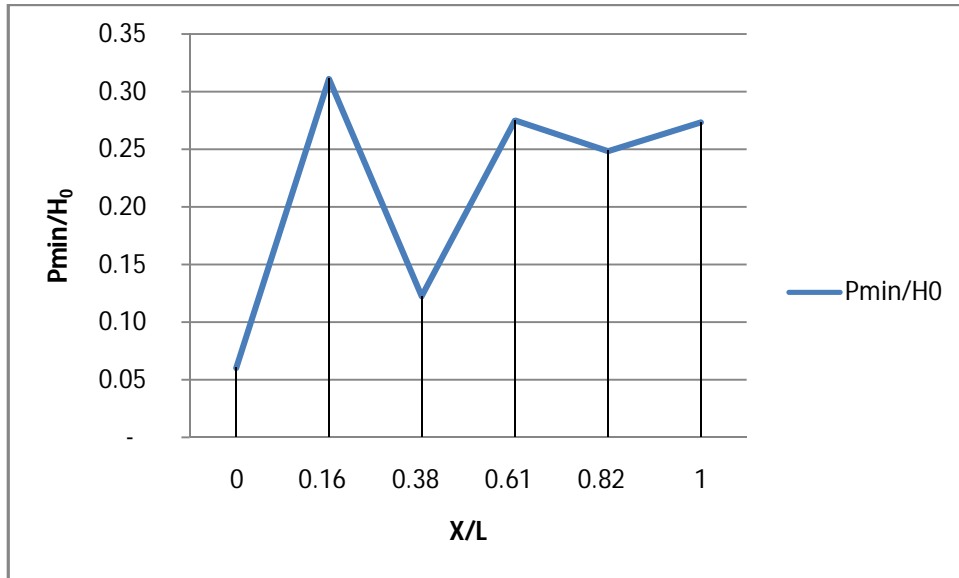


Figure VI.3: Profil en long absolu (SP –Réservoir)

La détermination de B : après la superposition du profil en long absolu de la conduite de refoulement avec les courbes de l'annexe VI.1 nous optons une valeur moyenne de $B= 1$.

Pour $B = 1$, la conduite est entièrement protégée contre les dépressions absolues et laisse au dessous du point le plus défavorable du profil une pression absolue de plus de 3 m d'eau :

$$\frac{P_{\min}}{H_0} = 0,22 \Rightarrow P = 0,22 * 175 = 38.5 \text{ m d'eau.}$$

- ✓ La valeur de B nous permet de calculer le volume d'air comprimé U_0 en régime permanent :

$$U_0 = \frac{V_0^2}{g \cdot H_{\text{abs}}} \times \frac{L \cdot S}{B} = \frac{0.79^2}{9,81 * 192.61} \cdot \frac{4150 * 0,0095}{1} = 0.013 \text{ m}^3$$

$$U_{\max} = U_0 \left(\frac{H_{\text{abs}}}{P_{\min}} \right)^{1,2} = 0,013 \left(\frac{192.61}{38.5} \right)^{1,2} = 0.05 \text{ m}^3.$$

$$U_{\max} = 0.05 \text{ m}^3.$$

- Si nous volons qu'il reste encore 25% d'eau, nous devons prévoir un ballon volume de

$$\tau = 0.0625 \text{ m}^3 = 62.5 \text{ l}$$

Le volume du réservoir anti-bélier est normalisé à **100 l**.

VI.8. Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier

Les conduites gravitaires sont elles aussi menacées par les effets néfastes du coup de bélier de même que dans les conduites en refoulement sauf, qu'il commence par une surpression puis s'achève par une dépression.

Pour la protection de la conduite gravitaire contre le phénomène du coup de bélier, la seule protection consiste en l'étude de la loi de fermeture de la vanne sur cette conduite.

VI.8.1. Calcul pour le tronçon (Réservoir-SP) :

Notre conduite gravitaire et de longueur $L = 3700$ m, elle a un diamètre $D = 110$ mm. Cette conduite est reliée en amont par le réservoir de transfert et en aval est équipée d'une vanne de fermeture lente.

Application :

Tableau VI.3 : Les caractéristiques de la conduite gravitaire.

Conduite	D (mm)	e (mm)	L(m)	V_0 (m/s)
Réservoir-SP	110	15	3700	0.88

➤ Calcul de la célérité "c" :

$$c = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + 83 \frac{110}{15}}} = 386.25 \text{ m/s}$$

➤ Le temps nécessaire pour que l'onde atteigne la vanne:

$$tr = \frac{2L}{c}$$

A.N $tr = \frac{2 \times 3700}{186.59} = 19.16 \text{ secondes}$

- Si $t' \leq \frac{2L}{c}$ le coup de bélier a pour valeur maximale en mètre d'eau : $b = \frac{cV}{g}$
- Si $t' > \frac{2L}{c}$ le coup de bélier est moins important et a pour valeur (en mètre d'eau) : $b = \frac{2LV}{gt'}$

Nous calculons la valeur de la surpression pour les différents temps de fermeture de la vanne via la formule de MICHAUD :

$$b = \frac{2 \times L \times V_0}{g \times t'} \quad \text{(VI.6)}$$

Avec : $L = 3700$ m.

On vérifie la valeur de la surpression pour une durée de fermeture du robinet vanne de 25 sec.

On trouve : $b = 26.55$ m.c.e

Elle est donc suffisante pour amortir l'effet du coup de bélier

Donc le robinet vanne choisit va remplir correctement son rôle pour la protection de la conduite gravitaire.

Conclusion :

À travers ce chapitre, nous avons cité les différents moyens de protection contre le phénomène du coup de bélier ainsi que les méthodes de calcul des réservoirs d'air, et nous avons déterminé le volume de ce dernier avec la méthode de PEUCH et MUNIER. On prévoit l'installation juste à la sortie de la station de pompage d'un réservoir d'air d'une capacité de 100 litres.

CHAPITRE VII

POSE DE CANALISATION

Chapitre VII :

Pose de canalisation

Introduction :

Pour une alimentation d'eau adéquate. La pose et la protection des conduites restent des facteurs très importants, elles nous permettent de réduire les pertes mais aussi assurer la longévité d'un réseau et son bon fonctionnement. Dans ce contexte, et dans le but d'obtenir une meilleure coordination des travaux sur terrain, nous allons exposer la pose de canalisation en général, à effectuer dans notre agglomération.

VII.1.Principe de pose des canalisations :

Le principe de pose de la canalisation est pratiquement le même; par contre le mode de pose est variable d'un terrain à l'autre.

Si la canalisation est posée en tranchée, celle-ci doit être suffisamment large (minimum 60 cm), de façon à permettre l'accès aux ouvriers pour effectuer le travail. Au niveau des joints, la tranchée devra présenter un élargissement plus important.

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

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

A chaque arrêt de la pose on bouche les extrémités du tronçon de la conduite pour éviter d'entrer des intrus ou bien des objets non désirables. [7]

Le choix du type de pose est essentiellement conditionné par la topographie du terrain et sa nature, la disposition des lieux et des différents obstacles qui peuvent être rencontrés. Selon ces facteurs on opte pour les poses suivantes :

VII.1.2. Pose de canalisation en terre :

Ce choix est justifié par la présence du réseau dans un terrain ordinaire en sa totalité.

Dans ce type de pose on procède à l'enfouissement des canalisations dans une tranchée de largeur et profondeur suffisante avec établissement des niches, et cela va nous permettre de les protéger contre les dégradations extérieures, de conserver la fraîcheur de l'eau et de les mettre à l'abri du gel.

VII.1.3. Pose à proximité d'une conduite d'assainissement :

Ce cas concerne, quelque tranchons de l'adduction et distribution qui seront posées dans la même tranchée que les conduites d'assainissement, dans ce cas il faut veiller à ce

que les tuyaux d'eau potable soient posés au-dessus des tuyaux d'eau usée sur un rayon de 30m, comme l'indique la **figure VII.1** ci-après :

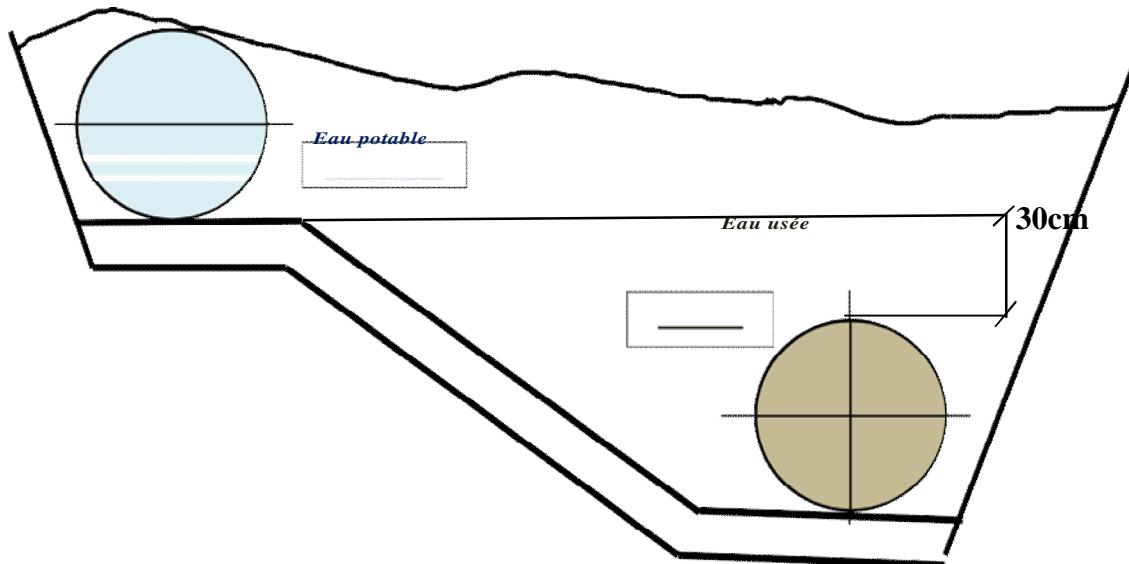


Figure VII.1: Pose à proximité d'une conduite d'assainissement.

VII.1.4. Pose des conduites en traversées des routes :

Cette pose sera appliquée pour une partie de l'adduction. Pour qu'il n'y ait pas de transmission des vibrations dues aux charges et pour amortir les chocs qui peuvent nuire aux conduites et causer des ruptures, par suite des infiltrations nuisibles, on prévoit les solutions suivantes :

- Des gaines : ce sont des buses de diamètre supérieur dans lesquelles les conduites sont introduites.
- Par enrobage dans le béton : dans ce cas les conduites sont couvertes de béton.

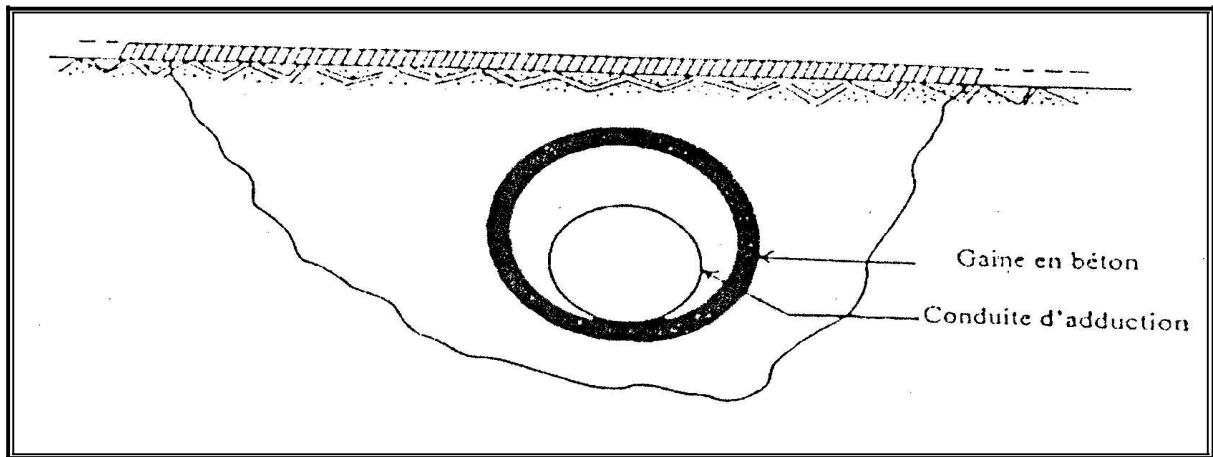


Figure VII.2: Traversée d'une route au moyen d'une gaine.

VII.1.5. Traversée d'une rivière

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

VII.2. Les différents travaux de mises en place des canalisations :

VII.2.1. Implantation du tracé des tranchées sur le terrain :

a. Matérialisation :

On matérialise l'axe de la tranchée sur le terrain avec des jalons placés en ligne droite et espacés de 50 m. On effectue ce travail en mesurant sur le plan leurs distances par des repères fixés où des bornes. La direction des axes et leurs extrémités sont ainsi bien déterminées.

b. Nivellement :

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

VII.2.2. Excavation des tranchées : cette opération se divise en deux étapes :

- a. Enlèvement de la couche végétale : pour la réalisation de cette opération, on opte pour un doser.
- b. 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.

VII.2.3. Mise en place des canalisations :

La mise en place des conduites répond aux opérations suivantes :

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

NB : puisque nous avons des petits diamètres (inférieur à 200mm) on va faire descendre les conduites manuellement.

VII.2.4. Epreuve de joints et de la canalisation :

Pour plus de sécurité l'essai de pression des conduites et des joints se fait avant le remblaiement, on l'effectue à l'aide d'une pompe d'essai (pompe d'épreuve), qui consiste au remplissage en eau de la conduite sous une pression de 1,5 fois la pression de service à laquelle sera soumise la conduite en cours de fonctionnement.

Cette épreuve doit durer 30 minutes environ et la variation ne doit pas excéder 0,2 bar.

VII.2.5. Remblayage des tranchées :

Le remblai sera réalisé une fois les épreuves réussies, la mise en place du remblai bien tassé est effectuée manuellement en utilisant la terre des déblais, (tout élément indésirable étant exclu).

Le remblaiement doit être fait par couche de 20 à 30 cm.

VII.2.6. 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 vibreur de sol pour le compactage.

VII.2.7. Mise en service du réseau :

Malgré toutes les précautions prises, la propreté de la canalisation est insuffisante, elle contient toujours de la terre ou des pierres qui en se déposant dans les appareils de robinetterie ou de fontainerie peuvent gêner leur manœuvre, détériorer les sièges et les

clapets de fermeture. Avant la mise en service définitive du réseau d'eau potable, comme après toute réparation sur une canalisation d'eau, il y a lieu de procéder à la désinfection du réseau avant la distribution d'eau aux consommateurs.

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

Remarque : Lorsque le réseau désinfecté a été convenablement rincé à l'eau claire, des prélèvements de contrôle sont faits immédiatement par le laboratoire agréé chargé de la surveillance des eaux, et si les résultats sont défavorables, l'opération est renouvelée dans les mêmes conditions.

Conclusion :

Dans le domaine de l'alimentation en eau potable, il est impératif que la pose des canalisations soit faite selon les normes. Ceci permettra, en plus d'un bon fonctionnement, d'améliorer le rendement du système d'approvisionnement en eau et d'augmenter sa durée de vie.

CHAPITRE VIII

DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF

Chapitre VIII : Devis quantitatif et estimatif

Introduction :

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

Pour notre projet on a les travaux suivants :

- Une adduction de type mixte gravitaire – refoulement.
- Un réseau de distribution ramifié.

VIII.1. Calcul des volumes des travaux:

VIII.1.1. Calcul du volume de la couche végétale :

Le volume de la couche à décaper est :

$$V = B * L * h$$

Avec :

- **B** : largeur de la couche végétale (m).
- **L** : longueur totale de la tranchée en (m)
- **h** : hauteur de la couche (h=0.1m)

Tableau VIII.1 : calcul du volume de la couche végétale.

Diamètre (mm)	L (m)	B (m)	V (m³)
40	1750	0,64	111,4
50	400	0,65	26
63	2000	0,663	132,6
75	2000	0,675	135
90	270	0,69	18,63
110	3550	0,71	252,05
Totale			675,68

VII.1.2. Calcul du volume du déblai de notre étude :

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

$$V_d = L_{tr} \times S_{tr} = L_{tr} \times b_{tr} \times H_{tr}$$

Avec :

- L_{tr} : Longueur de la tranchée en (m).
- S_{tr} : Section de la tranchée en (m²).
- H_{tr} : Profondeur de la tranchée en (m). ($H_{tr} = 1.2 + D$)
- b_{tr} : largeur de la tranchée en (m). ($b_{tr} = 0.6 + D$).

Tableau VIII.2 : calcul du volume du déblai.

diamètre (mm)	L_{tr} (m)	b_{tr} (m)	H_{tr} (m)	S_{tr} (m ²)	V_d (m ³)
40	1750	0,64	1,24	0,7936	1377,57
50	400	0,65	1,25	0,8125	325
63	2000	0,663	1,263	0,837369	1674,738
75	2000	0,675	1,275	0,860625	1721,25
90	270	0,69	1,29	0,8901	240,327
110	3550	0,71	1,31	0,9301	3301,855
Total					8640,738

VIII.1.3. Lit de sable :

Le long de l'adduction, la conduite doit être posée sur un lit de sable de 15 cm d'épaisseur

$$V_s = b_{tr} * e * L_{tr}$$

Avec :

- V_s : volume du lit de sable (m³).
- e : épaisseur du lit de sable, $e = 15$ cm.

- L_{tr} : longueur de la tranchée (m).
- b_{tr} : Largeur de la tranchée (m).

Tableau VIII.3 : calcul du volume de sable

diamètre (mm)	L_{tr} (m)	b_{tr} (m)	V_s (m ³)
40	1750	0,64	167,1
50	400	0,65	39
63	2000	0,663	198,9
75	2000	0,675	202,5
90	270	0,69	27,945
110	3550	0,71	378,075
Total			1013,52

VIII.1.4. Volume de la conduite :

Après l'exécution des déblais de la tranchée et la mise en place du lit de sable, il y a la pose des conduites dont la connaissance de la section est importante pour la détermination du volume des remblais. Le volume d'une conduite est donné comme suit :

$$V_c = S_c \times L_c$$

Avec :

- V_c : volume occupé par la conduite en (m³). Avec : $v_c = L_c * \frac{\pi D^2}{4}$.
- D : diamètre des conduites à poser en (m).

Tableau VIII.4 : calcul du volume de la conduite

Diamètre (mm)	Lc (m)	Sc (m)	Vc (m³)
40	1750	0,001256	1,858
50	400	0,0019625	0,785
63	2000	0,00311567	6,23133
75	2000	0,00441563	8,83125
90	270	0,0063585	1,716795
110	3550	0,0094985	33,719675
Total			53,14293

VIII.1.5. Remblai compacté :

Le volume des remblais sera le volume des déblais réduit du volume occupé par la conduite et du volume du lit de sable :

$$V_r = V_{exc.} - V_s - V_c$$

Avec :

V_r : volume du remblai.

$V_{exc.}$: volume du déblai (volume excavé).

V_c : volume occupé par la conduite.

V_s : volume du lit de sable.

A.N : $V_r = 8640,738 - 53,14293 - 1013,52 = 7574,07507 \text{ m}^3$

VIII.1.6. Volume des Déblais foisonné (V_{df}) :

Il est donné par la relation suivante :

$$V_{df} = K_j \times V_d$$

Avec :

V_{df} : Volume du sol foisonné.

K_j : coefficient de foisonnement déterminé selon la nature du sol.

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

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

AN : $V_{df} = 8640,738 * 1.2 = 10368,89 \text{ m}^3$

VIII.1.7. Volume excédentaire (V_{Exc}) : Il est calculé comme suit :

$$V_{Exc} = V_d - V_r$$

Avec :

V_d : Volume des déblais en (m^3).

V_r : Volume des remblais en (m^3).

AN : $V_{Exc} = 8640,738 - 7574,07507 = 1066,66293 \text{ m}^3$

Tableau VIII.5 : volumes des travaux totaux

N°	Désignation	Unité	Quantité
1	Décapage	m^3	1327,89
2	Déblais	m^3	17011.52
3	Lit de sable	m^3	1991,84
4	Remblais	m^3	14906.72
5	Excédentaire	m^3	2104.80

VIII.2. Devis estimatif :

L'étude du devis estimatif nous permet d'avoir une idée sur le coût de réalisation de notre projet.

Tableau VIII.6 : Cout des travaux de terrassement et des conduites

	désignation des travaux	Unités	quantité	prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Terrassement	Décapage	m3	675,68	200	135136
	Déblai	m3	8640,738	400	3456295,2
	lit de sable	m3	1013,52	1250	1266900
	remblai compacté	m3	7574,07507	280	2120741,02
	volume excédentaire	m3	1066,66293	350	373332,0255
les conduites	40	MI	1750	97,69	170957.5
	50	MI	400	150,53	60212
	63	MI	2000	238,48	476960
	75	MI	2000	338,61	677220
	90	MI	270	446,8	120636
	110	MI	3550	665,64	2363022
				T.V.A 17%	1903404,447
				Total	13099901,19

Remarque : les prix unitaires sont fournis par la **DRE de Blida** (année 2015).

Le cout total = 13099901,19 DA

Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons estimé le coût des travaux de terrassement et des conduites pour notre projet : adduction et réseau de distribution).

CONCLUSION GENERALE

Conclusion générale

Ce mémoire de fin d'étude a fait l'objet de l'étude de l'alimentation en eau potable des deux localités Sellamat et Draa Bourfia de la commune Ain Laloui dans la wilaya de Bouira.

Cette étude en eau potable a été faite pour l'horizon 2046, où la population de la zone d'étude atteindra 2234 habitants.

Dans ce projet nous avons dimensionné une adduction ; un réseau de distribution ramifié ainsi qu'un réservoir de distribution.

Notre adduction est de type mixte (gravitaire – refoulement), constitué d'une seule station de pompage à une cote 665 m NGA ; une conduite gravitaire de longueur 3700m et une conduite de refoulement de longueur 4150 m.

Pour protéger la conduite de refoulement contre le phénomène du coup de bélier on installe un réservoir d'air de capacité 100 l à la sortie de la station de pompage.

Enfin, nous espérons que notre travail apportera une contribution pour l'alimentation en eau des deux localités Sellamat et Draa Bourfia.

REFERENCES
BIBLIOGRAPHIQUE

Références bibliographiques

- [1] **BONNIN, J.** «Hydraulique urbaine », édition Eyrolles, Paris 1986
- [2] **CARLIER, M.** : Hydraulique générale et appliquée, édition Eyrolles, Paris 1972, p.289
- [3]**IVANOV, E.** Organisation et la construction d'un système du projet de distribution de l'eau. Edition 1985. Paris.
- [4]**MEUNIER, M.** Le coup de bélier et la protection des réseaux d'eau sous pression. Edition 1980. Paris.
- [5]**MOREL, A. M.** Exercices de mécanique des fluides tome 2, 1^{ère} édition, CHIHAB Eyrolles Batna. Algérie.1994
- [6]**SALAH, B, KETTAB, A, DERNOUNI, F.** Procédé général de détermination d'une loi de manœuvre parfaite. Communication dans le cadre du COMHYD'97
- [7] **SALAH, B.** Poly copies de comportement mécaniques des conduites enterrées. Edition 1994. ENSH Blida
- [8]**SALAH, B.** Poly copies d'alimentation en eau potable. Edition 1993, ENSH Blida.

ANNEXES

Annexe (II.1)

AnnexeII-1.Répartition horaire des pourcentages du débit maximum journalier

Heures	Nombre d'habitants				Aggl.de type rural
	<10000	10000 à 50000	50000 à 100000	> 100000	
0-1	1.00	1.50	3.00	3.35	0.75
1-2	1.00	1.50	3.20	3.25	0.75
2-3	1.00	1.50	2.50	3.30	1.00
3-4	1.00	1.50	2.60	3.20	1.00
4-5	2.00	2.50	3.50	3.25	3.00
5-6	3.00	3.50	4.10	3.40	5.50
6-7	5.00	4.50	4.50	3.85	5.50
7-8	6.50	5.50	4.90	4.45	5.50
8-9	6.50	6.25	4.90	5.20	3.50
9-10	5.50	6.25	5.60	5.05	3.50
10-11	4.50	6.25	4.80	4.85	6.00
11-12	5.50	6.25	4.70	4.60	8.50
12-13	7.00	5.00	4.40	4.60	8.50
13-14	7.00	5.00	4.10	4.55	6.00
14-15	5.50	5.50	4.20	4.75	5.00
15-16	4.50	6.00	4.40	4.70	5.00
16-17	5.00	6.00	4.30	4.65	3.50
17-18	6.50	5.50	4.10	4.35	3.50
18-19	6.50	5.00	4.50	4.40	6.00
19-20	5.00	4.50	4.50	4.30	6.00
20-21	4.50	4.00	4.50	4.30	6.00
21-22	3.00	3.00	4.80	4.20	3.00
22-23	2.00	2.00	4.60	3.75	2.00
23-24	1.00	1.50	3.30	3.70	1.00
Total	100%	100%	100%	100%	100%

(Source cours SALAH.B)